Metropolia

Pasi Marttinen

Teräsbetonipilarin EN:n mukainen mitoitus

Robot Structural Analysis Professional 2012 - ohjelmalla

Metropolia Ammattikorkeakoulu
Insinööri (AMK)
Rakennustekniikka
Insinöörityö
25.4.2012

Metropolia

Tiivistelmä

Tekijä(t) Otsikko Sivumäärä Aika	Pasi Marttinen Teräsbetonipilarin EN:n mukainen mitoitus Robot Structural Analysis Professional 2012 - ohjelmalla 51 sivua + 7 liitettä 25.4.2012
Tutkinto	Insinööri (AMK)
Koulutusohjelma	Rakennustekniikka
Suuntautumisvaihtoehto	Rakennetekniikka
Ohjaaja(t)	Osastopäällikkö Sami Karvinen Lehtori Timo Leppänen

Tämä insinöörityö tehtiin rakennesuunnitteluun erikoistuneeseen insinööritoimistoon Finnmap Consulting Oy. Työ toteutettiin keväällä 2012 yrityksen teollisuusrakennusosastolla Itä-Pasilassa.

Rakenneosien suunnittelussa käytettäviä ohjelmia on monia. Tämän insinöörityön tarkoituksena oli selvittää Robot Structural Analysis 2012 - ohjelman käyttöä teräsbetonipilarin mitoituksessa. Tällä hetkellä teräsbetonipilarin mitoitus toteutetaan suunnittelijasta riippuen eri menetelmällä ja ohjelmalla. Osana tätä työtä toteutettiin työohje, josta selviää RSA-ohjelmalla huomioon otettavat asiat mitoitettaessa teräsbetonipilaria.

Mitoitus tehtiin EN 1992-1-1 mukaan. Toisen kertaluvun laskennassa käytettiin nimellisen kaarevuuden menetelmää ja nimellisen jäykkyyden menetelmää. Vino taivutus tarkasteltiin EN2:n mukaan yleisellä menetelmällä sekä yksinkertaistetulla menetelmällä. Näin pyrittiin saamaan vertailukelpoista tietoa eri menetelmien mukaan tehtyihin mitoitustuloksiin.

Työssä tutkittiin kolmea eri tapausta: yhteen suuntaan taivutettua pilaria, pilaria johon kohdistuu vinoa taivutusta sekä monikerrospilaria johon kohdistuu vinoa taivutusta. Vertailulaskelmissa laskettiin jokaisesta tapauksesta yksi pilari, jotta varmistuttiin laskentamallin todenmukaisuudesta. Ohjelmalla tutkittiin eri pituuden omaavia pilareita, jotta saatiin selville pituuden ja sen kautta hoikkuusluvun vaikutus pilarin mitoitusmenetelmiin.

Tuloksista huomattiin, että mitä suuremmaksi pilarin hoikkuusluku kasvoi, sitä suurempi poikkeama nimellisen kaarevuuden ja nimellisen jäykkyyden menetelmien antamissa mitoitusmomenteissa esiintyi. Jos taivutusta esiintyi vain toisen akselin suhteen, ei poikkeama kasvanut merkittäväksi, mutta vinon taivutuksen tapauksessa ero oli huomattava ja pahimmillaan se kyseenalaisti menetelmän luotettavuuden. Nimellisen kaarevuuden menetelmällä päädyttiin jokaisessa tarkastellussa tapauksessa suurempiin mitoitusmomentteihin. Vinon taivutuksen huomiointi yksinkertaistetulla menetelmällä kasvatti vaadittavaa raudoitusalaa parhaimmillaan 20 %. Tämän takia on suositeltavaa mitoittaa yleisellä menetelmällä, jos se on mahdollista.

Avainsanat	teräsbetonipilari, toisen kertaluvun vaikutus, nimellisen kaarevuuden menetelmä, nimellisen jäykkyyden menetelmä

Metropolia

Abstract

Author(s) Title Number of Pages Date	Pasi Marttinen Design of Reinforced Concrete Column Using Robot Structural Analysis Professional 2012 - Software 51 pages + 7 appendices 25 April 2012
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Structural Engineering
Instructor(s)	Sami Karvinen, Departmental Manager Timo Leppänen, Senior Lecturer

This thesis was made for Finnmap Consulting Oy which is a structural engineering company. The thesis was made during spring 2012 in the company's industrial department in East-Pasila.

There are many programs that are used for construction design. The purpose of this thesis was to investigate the use of Robot Structural Analysis 2012 program for designing of reinforced concrete columns. At the moment, designing of reinforced concrete column is carried out with different methods and programs depending on the engineer. As part of this thesis, work instructions were created, which state issues that need to be considered when designing reinforced concrete columns using RSA-program.

The design was carried out according to EN 1992-1-1. The second order effect was taken into account using method of nominal curvature and also method of nominal stiffness. Biaxial bending was calculated using both general method and simplified criterion method.

Three different cases were examined: column which is subject to simplified bending, column which is subject to biaxial bending and finally multi-storey column. Comparative calculations were made for each case in order to see whether the calculation model was correct. Columns of various lengths were examined in order to discover the impact of slenderness in design methods.

Results showed that the more slenderness increased, the greater the deviation between nominal curvature method and nominal stiffness method was. If bending was simplified, the deviation did not become significant, but with biaxial bending, the difference was significant and even questioned the reliability of the calculation method. Method of nominal curvature gave larger designing moment in each case. When biaxial bending was calculated using the simplified method, the minimum area of reinforcement was 20 % larger than when using the general method. For this reason it is recommended to carry out the design of biaxial bending using the general method.

Keywords	reinforced concrete column, second order effect, method based on curvature, method based on stiffness

Sisällys

Määritelmiä

Vino taivutus: Kahden akselin suhteen oleva samanaikainen taivutus

Jäykistetyt rakenneosat: Rakenneosia tai rakenteen osia, joiden ei oleteta vaikuttavan rakennekokonaisuuden vaakastabiiliuteen

Jäykistävät rakenneosat: Rakenneosia tai rakenteen osia, joiden oletetaan vaikuttavan rakennekokonaisuuden vaakastabiiliuteen

Nurjahdus: Epästabiiliudesta johtuva rakenneosan tai rakenteen murtuminen puristavan normaalivoiman vaikutuksesta ilman poikittaiskuormaa

Nurjahduspituus: Pituus, jonka suuruuteen vaikuttaa taipumaviivan muoto. Niveltuetun vakiopoikkileikkauksen omaavan sauvan pituus, jolla on sama nurjahduskuorma kuin tarkasteltavalla sauvalla

Ensimmäisen kertaluvun vaikutukset: Lineaarisella menetelmällä lasketut voimasuureet, joiden laskennassa huomioidaan kuorman sijainnin alkuepätarkkuudet

Nimellinen toisen kertaluvun momentti: Lineaariseen laskentaan verrattuna suurennettu momentti, jonka avulla saadaan kokonaismomentti, joka vastaa poikkileikkauksen murtokestävyyttä

Toisen kertaluvun vaikutukset: Rakenteen siirtymätilasta aiheutuvat voimasuureiden lisäykset

Kimmoinen muodonmuutos: Muodonmuutos, josta kappale palautuu alkuperäiseen muotoonsa, kokoonsa ja tilavuuteensa kun voima lakkaa vaikuttamasta

Plastinen muodonmuutos: Muodonmuutos, josta kappale ei palaudu voiman vaikutuksen lakattua ja johon jää pysyviä muodonmuutoksia

1 Johdanto

Opinnäytetyön tilaajana toimii Finnmap Consulting Oy, joka on rakennetekniikkaan erikoistunut suunnittelu- ja konsultointiyritys. Yritys kuuluu FMC Group - konserniin, jonka palveluksessa on yli 1000 työntekijää ja jonka toiminta ulottuu Suomen lisäksi kaikkiin Baltian maihin, Venäjään, Puolaan sekä Intiaan.

Opinnäytetyön aihetta valitessa mietimme yrityksen edustajan kanssa, mikä aihe toisi konkreettista hyötyä käytännön suunnittelutyöhön. Lähtökohtana oli, että työ tutkisi eurokoodien mukanaan tuomia muutoksia teräsbetonirakenteiden suunnitteluun. Lopulta päätimme yhdistää tähän lähtökohtaan rakennesuunnittelussa käytetyn Robot Structural Analysis (jatkossa RSA) - ohjelman. Näin opinnäytetyön sisältö ja päämäärä tarkentui ja päätimme rajata aiheen teräsbetonipilareiden Eurokoodi 2:n mukaiseen mitoitukseen ja eri mitoitusmenetelmien vertailuun.

Rakennesuunnittelussa käytettäviä mitoitusohjelmia on tällä hetkellä käytössä runsaasti. Työn toteutukseen valittiin RSA - ohjelma, koska yrityksessä olisi tarkoitus keskittää rakenteiden mitoitus muutamalle ohjelmalle, joista RSA olisi yksi keskeisimmistä. Tarkoituksena on myös kartoittaa ja ratkaista teräsbetonipilarien mitoituksessa esiintyviä ongelmakohtia, jotka voisivat vääristää laskentamallin ja mitoitustulosten todenmukaisuutta.

Toisen kertaluvun laskentamenetelminä käytetään nimellisen kaarevuuden menetelmää ja nimellisen jäykkyyden menetelmää. Ohjelma huomioi vinon taivutuksen Eurokoodi 2:n mukaan joko sen antamalla yleisellä menetelmällä tai yksinkertaistetulla menetelmällä. Näillä menetelmillä saatuja mitoitustuloksia tullaan vertaamaan toisiinsa, jotta niiden väliset mahdollisesti merkittävät erot saadaan selvitettyä. Saatujen kokemusten ja tutkimustulosten perusteella tullaan tekemään työohje, joka helpottaa uusien rakennesuunnittelijoiden siirtymistä ohjelman käyttäjiksi.

2 Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 - ohjelma

Opinnäytetyössä käytettiin RSA - ohjelman 2012 versiota. RSA on Autodesk - ohjelmistotalon julkaisema rakenteiden lujuusanalyysi- ja mitoitusohjelma rakennesuunnittelijoille. Sillä voidaan tutkia niin teräs-, betoni- kuin puurakenteitakin. Ohjelma pitää sisällään laajan materiaalitietokannan ja käyttäjä voi halutessaan tehdä tähän tietokantaan muutoksia tai lisäyksiä. Mitoitusnormeja ohjelmassa on kymmeniä, joten sen käyttö on mahdollista tehtäessä rakennesuunnittelua myös muualle kuin Suomeen.

2.1 Elementtimenetelmä

RSA - ohjelman käyttämä rakenteiden ratkaisumenetelmä on nimeltään elementtimenetelmä. Sen englanninkielinen nimi on Finite Element Method, josta tulee monien mitoitusohjelmien käyttämä FEM - lyhenne. Elementtimenetelmällä suoritettavasta laskennasta käytetään myös FEA - lyhennettä, joka tulee sanoista Finite Element Analysis. Vaikka numeerisia laskentamenetelmiä on kehitetty paljon, on elementtimenetelmä osoittautunut näistä parhaaksi ja sen takia sitä käytetään nykyään ylivoimaisesti eniten. Menetelmän käytännöllisyys perustuu pitkälti tietokoneisiin, jotka mahdollistavat useiden suurten laskutoimitusten tekemisen lyhyessä ajassa. [4, 1.1.]

2.1.1 Elementtiverkko

Menetelmä jakaa muodoltaan monimutkaisen kappaleen useisiin geometrialtaan tarpeeksi yksinkertaisiin osiin. Näitä osia kutsutaan elementeiksi. Kolmiulotteisen kappaleen elementteinä voi toimia esimerkiksi neli-, viisi- ja kuusitahokkaita. Laattaelementteinä toimivat kolmio- tai nelikulmioelementit ja palkkielementteinä viivaelementit eli janaelementit. Vierekkäin sijaitsevat elementit kohtaavat toisensa pisteissä, joita menetelmässä kutsutaan solmuiksi. [4, 1.2.1.]

2.1.2 Solmusuureet

Solmuissa sijaitsevat lujuuslaskennan kannalta välttämättömät suureet, jotka voidaan jakaa voima- ja siirtymäsuureisiin. Voimasuureita ovat jännityskomponentit, kannattimen poikkileikkauksen rasitukset ja pintarakenteen leikkauksen rasitustiheydet. Siirty-

mäsuureisiin kuuluvat rotaatio- ja translaatiosiirtymät. Laskennassa käytettävät solmusuureet riippuvat paljon siitä, millainen elementti on laskennan kohteena. [4, 1.2.2.]

2.1.3 Elementtityypit

FEM - ohjelmissa on valmiita elementtityyppejä, jotka kaikki perustuvat vastaavaan lujuusopin teoriaan. Laskenta kuitenkin toteutuu usein muutamalla kymmenellä perustyypillä, sillä suuri osa elementtityypeistä on tehty varta vasten erikoistilanteita varten ja ne tulevat harvemmin käyttöön tavallisessa laskennassa. FEM - ohjelmien yhtenä vahvuutena on, että erilaisia elementtityyppejä pystyy laskennassa yhdistämään lähes rajoituksetta. Tämä mahdollistaa hyvinkin erilaisten rakenteiden suunnittelun ja mallintamisen. Erilaisia elementtityyppejä ovat esimerkiksi sauvaelementit, palkkielementit, 2D - ja 3D - solidielementit, laattaelementit ja kuorielementit. [4, 1.3.1.] Kuitenkin esimerkiksi 3D - solidielementin ja palkkielementin yhdistäminen johtaa käytännön laskennassa ongelmiin ja sitä tulisi välttää, koska 3D - elementille ei ole lainkaan määritelty rotaatiovapausasteita.

3 Teräsbetonipilarin mitoitus EN:n mukaan

Teräsbetonipilareiden mitoitukseen vaikuttaa oleellisesti pilarin hoikkuus (λ). Jos hoikkuus ylittää sille annetun raja-arvon λ_{lim}, täytyy laskennassa ottaa huomioon myös pilarin hoikkuudesta johtuva toisen kertaluvun vaikutus. Toisen kertaluvun vaikutuksilla tarkoitetaan muodonmuutostilan aiheuttamia rasituksia. Tämän takia sen laskennassa täytyy ottaa huomioon myös viruma.

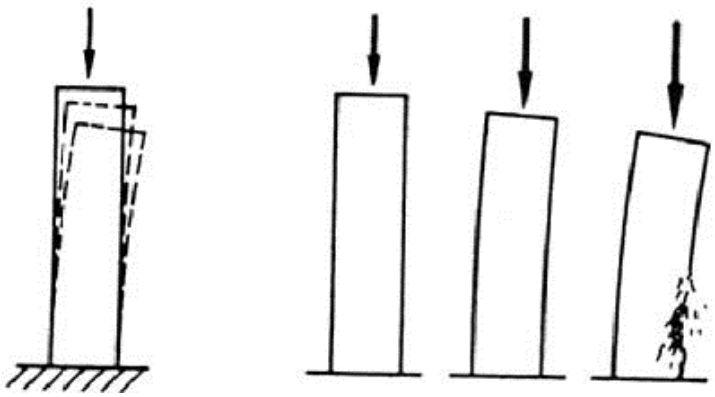
Eurokoodi 1992-1-1 esittää kolme menetelmää toisen kertaluvun vaikutusten laskemiseksi. Epälineaariseen toisen kertaluvun analyysiin perustuvan yleisen menetelmän sekä kaksi yksinkertaistettua menetelmää: Nimelliseen jäykkyyteen perustuvan menetelmän sekä nimelliseen kaarevuuteen perustuvan menetelmän. Tässä opinnäytetyössä perehdytään yksinkertaistettuihin menetelmiin ja yleisestä menetelmästä käydään pääpiirteet lävitse.

3.1 Puristetun teräsbetonipilarin toiminta

Pilarit ovat sauvarakenteita, joiden rasituksista merkittävä osuus tulee puristavasta normaalivoimasta. Pilarien toimintatapaan vaikuttaa pääasiassa pilarin hoikkuus ja sitä rasittavan normaalivoiman epäkeskisyys, joka aiheuttaa pilariin taivutusmomenttia. [7, s.49.] Epäkeskisyyden lisäksi pilariin syntyy taivutusmomenttia myös seuraavista syistä

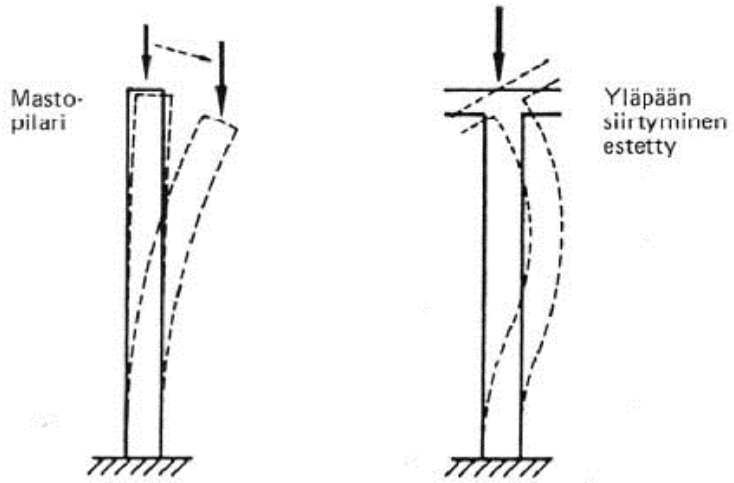
- Pilari ei koskaan ole täysin keskeinen, vaan enemmän tai vähemmän käyrä
- Pilari ei ole todellisuudessa täysin homogeeninen
- Pilarin painopisteakseli ei ole tarkasti keskellä [5, s.163.]

Pilarilla on kaksi pääasiallista murtumistapaa. Hoikkuuden perusteella murtuminen voi tapahtua joko materiaalimurtona tai stabiiliusmurtona.



Kuvio 1. Jäykän teräsbetonipilarin materiaalimurtuminen [5, kuva 7.1].

Materiaalimurrossa pilarin murtuminen aiheutuu betonin puristusmurrosta tai raudoituksen myötäämisestä. Nämä voivat myös yhdessä johtaa materiaalimurtumisen. [7, s.49.]



Kuvio 2. Hoikan teräsbetonipilarin stabiiliusmurto [5, kuva 7.2].

Kuormituksen kasvu aiheuttaa hoikkiin pilareihin normaalivoimaan nähden suuremman momentin kuin jäykkiin pilareihin. Murtuminen tapahtuu, kun vetopuolen raudoitus alkaa myötää ja taipuma sekä momentti kasvavat tämän seurauksena nopeasti. Murtumisvaihe ei ole nopea, vaan se voi kestää jopa vuorokausia. Vaikka normaalivoima pysyy samansuuruisena, kasvaa taipuma ja momentti betonin viruman takia. Hoikan pilarin murtuminen on sitkeämpää kuin jäykän pilarin. Myös murtumisen alkaminen on suurten sivutaipumien takia helpommin havaittavissa hoikilla pilareilla. Taipuma aiheuttaa hoikkiin rakenteisiin myös lisäepäkeskisyyttä, jonka suuruuteen vaikuttavat pilarin hoikkuus ja nurjahduspituus. [5, 7.1.]

Epäkeskisyyksien lisäksi puristettujen pilarien rasituksiin vaikuttavat myös tuentatavat ja sivusiirtymät. Pilari voidaan ajatella sivusiirtymättömäksi, jos rakennuksen runkoon liittyy jäykistäviä rakenteita, jotka estävät pilarin nurkkien siirtymät molempiin suuntiin. [5, 7.1.]

3.2 Erillisten sauvojen hoikkuus

Teräsbetonipilarit luokitellaan niiden hoikkuuden perusteella jäykkiin ja hoikkiin pilareihin. Pilari on hoikka, jos sen hoikkuusluku (λ) on suurempi kuin hoikkuuden raja-arvo (λ_{lim}) eli $\lambda \geq \lambda_{lim}$. Erillisen sauvan hoikkuusluku määritellään seuraavan kaavan mukaan

$$\lambda = l_0/i \tag{1}$$

missä, l_0 nurjahduspituus

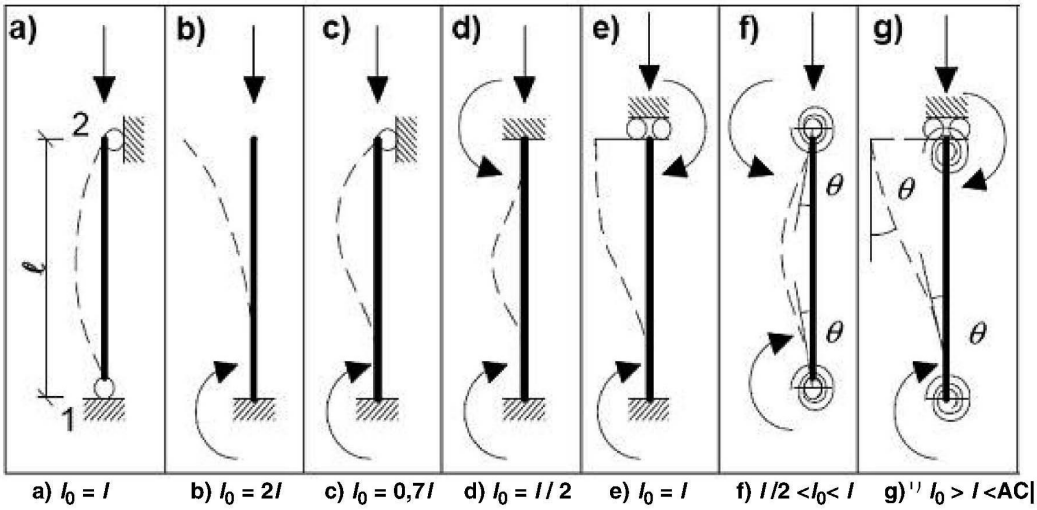
i jäyhyyssäde halkeilemattomalle betonipoikkileikkaukselle

λ suorakaidepoikkileikkaukselle $\lambda = 3{,}46 \cdot l_o/h$ [9, s.32].

ympyräpoikkileikkaukselle $\lambda = 4{,}0 \cdot l_o/d$ [9, s.32].

missä, h poikkileikkauksen korkeus tarkasteltavaan suuntaan

d poikkileikkauksen halkaisija



Kuvio 3. Sauvarakenteille tyypillisiä nurjahdusmuotoja ja nurjahduspituuksia l_0 [3, kuva 5.7].

Puristussauvojen nurjahduspituus säännöllisillä kehillä määritetään seuraavasti:

Jäykistetyt sauvat (kuvio 3. tapaus f)

$$l_0 = 0{,}5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45+k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0{,}45+k_2}\right)} \tag{2}$$

Jäykistämättömät sauvat (kuvio 3. tapaus g)

$$l_0 = l \cdot \max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1+k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1+k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1+k_2}\right)\right\} \tag{3}$$

missä, k_1, k_2 päiden kiertymäjoustavuuksien suhteelliset arvot $k = (\theta / M) \cdot (EI / l)$

missä, θ kiinnitysmomenttia M vastaava kiertymistä vastustavien sauvojen kiertymä

EI puristussauvan taivutusjäykkyys

l puristussauvan vapaa korkeus kiinnityskohtien välillä

Sauvan pään kiertymäjoustavuuden arvo k = 0 vastaa teoreettista täysin jäykkää kiinnitystä ja arvo $k = \infty$ vastaa vapaasti kiertyvää päätä. Kiertymäjoustavuuksille suositellaan minimiarvoja 0,1, koska täysin jäykkä kiinnitys on teoreettinen otaksuma, jota ei esiinny todellisissa rakenteissa. [3, s.66.]

3.3 Erillisten sauvojen hoikkuuskriteeri

Toisen kertaluvun vaikutuksia ei aina tarvitse huomioida. Tapauksissa, joissa sauvan hoikkuusluku (λ) on hoikkuuden raja-arvoa (λ_{lim}) pienempi, voidaan se jättää huomioimatta. [1, s.54.]

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} \tag{4}$$

missä, $A = 1/(1 + 0{,}2 \cdot \varphi_{ef})$ voidaan käyttää arvoa $A = 0{,}7$

$B = \sqrt{(1 + 2\omega)}$ voidaan käyttää arvoa $B = 1{,}1$

$C = 1{,}7 - r_m$ voidaan käyttää arvoa $C = 0{,}7$

φ_{ef} virumaluku (kohta 3.4)

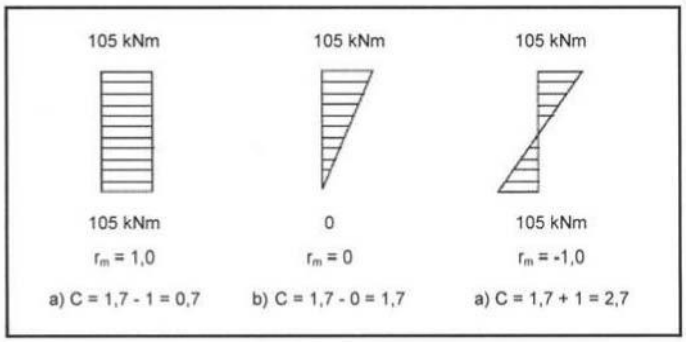
$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$ mekaaninen raudoitussuhde

$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ suhteellinen normaalivoima

$r_m = M_{01} / M_{02}$ päätemomenttien suhde, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

Kertoimista A, B ja C, kertoimella C on merkittävin vaikutus hoikkuuden raja-arvoon. Se on myös helpoin kerroin laskea, joten λ_{lim} alustava määritys voidaan tehdä laskemalla vain kerroin C ja käyttämällä kertoimille A ja B oletusarvoja. [2, s.8.]

Tapauksissa, joissa päätemomentit M_{01} ja M_{02} aiheuttavat venymän rakenteen samalle puolelle on r_m positiivinen ($C \leq 1{,}7$), muissa tapauksissa r_m on negatiivinen ($C > 1{,}7$). [1, 55].



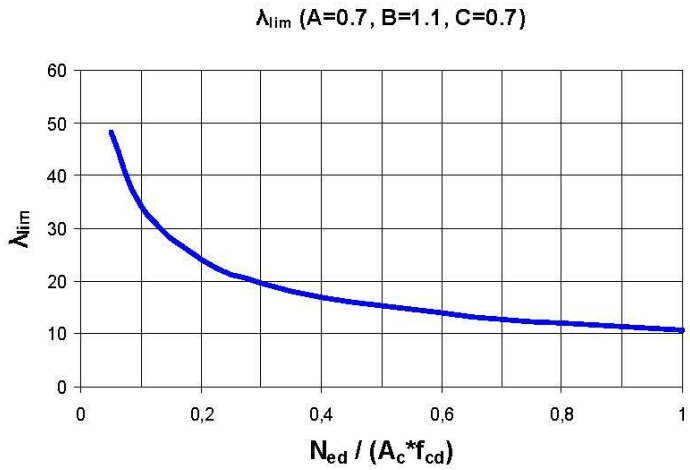
Kuvio 4. Momenttipinnan vaikutus kertoimen C määritykseen [2, kuva.6].

Seuraavien tapausten yhteydessä suhde r_m saa arvon 1,0 (C = 0,7)

- Jäykistetyt rakenneosat, joissa ensimmäisen kertaluvun momentteja syntyy vain tai ensisijaisesti epätarkkuuksista tai poikittaiskuormituksesta

- Jäykistämättömät rakenneosat yleensä

n	λ_{lim}
0,01	107,80
0,05	48,21
0,1	34,09
0,2	24,10
0,3	19,68
0,4	17,04
0,5	*15,25*
0,6	*13,92*
0,7	*12,88*
0,8	*12,05*
0,9	*11,36*
1	*10,78*
1,1	*10,28*
1,2	*9,84*



Kuvio 5. Suhteellisen normaalivoiman (n) vaikutus hoikkuuden raja-arvoon (λ_{lim}) kun käytetään arvoja A = 0,7, B = 1,1 ja C = 0,7 [1, s.55].

Tarkasteltavaan sauvaan vaikuttavan vinon taivutuksen ollessa kyseessä hoikkuusehto tarkistetaan erikseen kumpaankin suuntiin. Tällöin toisen kertaluvun vaikutukset voidaan ottaa huomioon molemmissa suunnissa, vain toisessa suunnassa tai ne voidaan jättää kokonaan huomioimatta. [9, s.34.]

Suomen Rakentamismääräyskokoelman B4 Betonirakenteet mukaan mitoitettaessa pilarin hoikkuuden ylärajalle ei ole erillistä kaavaa. Betoninormit toteavat, että raudoitetun pilarin hoikkuus ei saa ylittää arvoa $\lambda \leq 140$. Pilarit, joilla $\lambda \leq 25$ kuuluvat jäykkiin ja pilarit, joilla $\lambda > 25$ kuuluvat hoikkiin. [11, s.421.] Betonirakenteiden suunnitteluohje RIL 202- 2011/By61 toteaa, että eurokoodeilla mitoitettaessa hoikkuus ei saa ylittää arvoa $\lambda \leq 100$. Tämä yläraja on esitetty nimellisen kaarevuuden menetelmään perustuvan laskennan yhteydessä. [9, s.33]. Erillinen laskettava hoikkuuden raja-arvo (λ_{lim}) on tullut käyttöön Eurokoodin mukana.

3.4 Viruminen

Virumalla eli hiipumalla tarkoitetaan ajan kuluessa jatkuvaa muodonmuutosta, josta seuraa yleisesti teräsbetonirakenteessa rakenteen taipumien kasvu. Siinä geelihuokosissa oleva vesi kuormituksesta johtuvan paineen takia liikkuu/poistuu ja samalla

sementtigeeli tiivistyy. Sementtigeelin tiivistymisen takia muodonmuutos ei ole palautuva, vaikka vesi imeytyy takaisin geelihuokosiin. Betonin virumaan vaikuttavat betonin jännitystaso, lujuus, koostumus, ikä, kuormituksen alkamishetki, sementtityyppi ja kosteusolosuhteet. Viruma on suurempaa kuivissa, kuin kosteissa olosuhteissa. Myös rakenteen poikkileikkaus vaikuttaa virumaan nimellisen paksuuden (h_0) kautta, koska isossa poikkileikkauksessa viruma on hitaampaa kuin pienessä. [10, s.88.]

Virumista esiintyy kaikkien jännitystapausten – puristus-, veto-, taivutus-, leikkaus- ja vääntöjännitys – yhteydessä ja sen vaikutus betonin kokonaismuodonmuutokseen on merkittävä. Betonin ollessa kuivassa sisätilassa sen viruma on kimmoiseen muodonmuutokseen nähden noin kolminkertainen, mutta ulko-olosuhteissa nämä ovat yhtä suuria. [10, s.88.]

Toisen kertaluvun tarkastelussa virumisasteen φ_{ef} avulla voidaan kuormien kesto ottaa huomioon yksinkertaistetulla tavalla. Pitkäaikaiskuormaa vastaava viruma (käyristymä) saadaan sen ja mitoituskuorman avulla. [1, s.60.]

Virumisasteen φ_{ef} laskenta

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \tag{5}$$

missä, $\varphi\ (\infty, t_0)$ virumaluvun loppuarvo

M_{0Eqp} Lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmälle

M_{0Ed} Lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti murtorajatilassa kuormien mitoitusarvojen vaikuttaessa yhdistelmänä

Virumisen vaikutusta ei aina tarvitse huomioida. Mikäli seuraavat kolme ehtoa toteutuvat, voidaan olettaa, että φ_{ef} = 0. [1, s.60.]

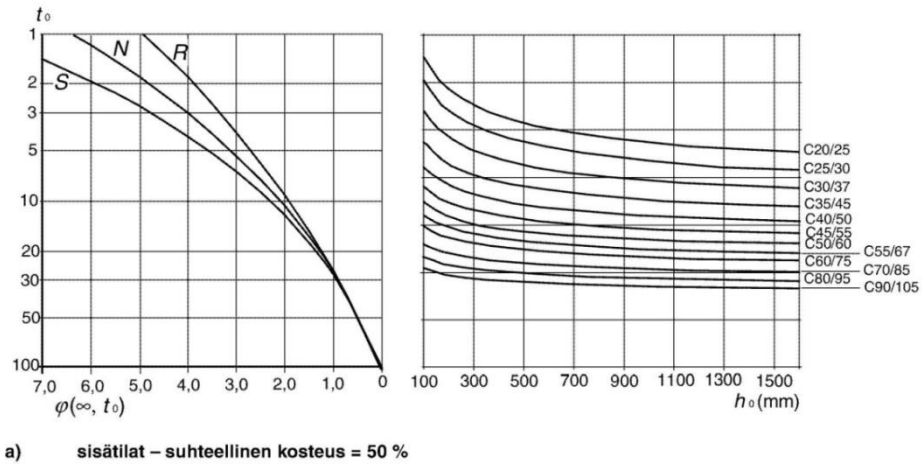
$$\varphi\ (\infty, t_0) \leq 2$$

$\lambda \leq 75$

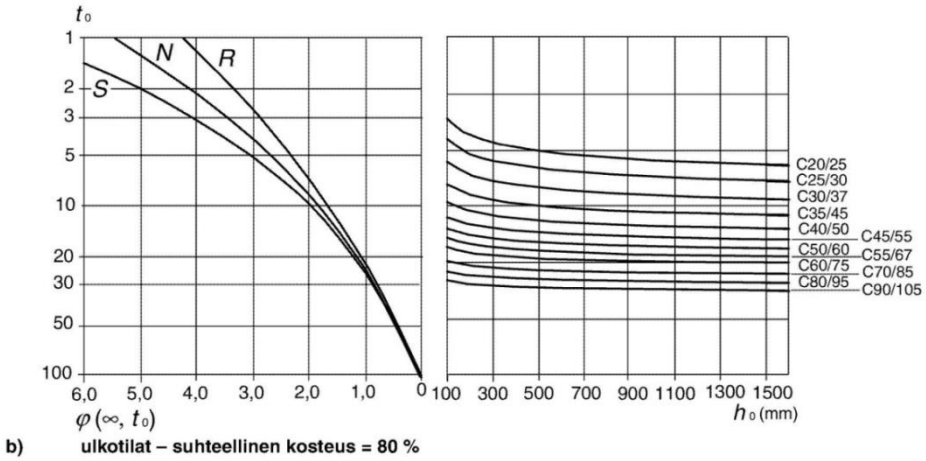
$M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$

missä, h poikkileikkauksen korkeus tarkasteltavaan suuntaan

Laskennallisen määrittämisen lisäksi virumaluku $\varphi\ (\infty, t_o)$ voidaan määritellä myös nomogrammeilla. Nomogrammien antamat arvot ovat voimassa, mikäli ympäristön lämpötila on -40 °C ja +40 °C välissä ja keskimääräinen suhteellinen kosteus (RH) on arvojen 40 % ja 100 % välissä. [3, s.32]. Myös betonin valmistuksessa käytettävä sementtityyppi tulee olla tiedossa. Suunnitteluvaiheessa sementtityypiksi voidaan kuitenkin yleensä olettaa N, mikä on yleisimmin käytetty sementtityyppi. [2, s.9-10].



Kuvio 6. Virumaluku sisätilassa kun suhteellinen kosteus on 50 %. [3, kuva 3.1].



Kuvio 7. Virumaluku ulkotilassa kun suhteellinen kosteus on 80 %. [3, kuva 3.1].

t_0 betonin ikä kuormituksen alkaessa (vrk)

h_0 poikkileikkauksen muunnettu paksuus, $h_0 = 2A_c/u$

missä, u piirin pituus poikkileikkausalueella, missä kuivumista voi tapahtua

A_c betonipoikkileikkauksen pinta-ala

3.5 Mittaepätarkkuudet

Rakenneosien ja rakenteiden analyysissä tulee huomioida rakenteen mittapoikkeamat ja kuormien sijaintien epäedulliset vaikutukset. Puristavan normaalivoiman kuormittamissa rakenneosissa ja rakenteissa voidaan käyttää seuraavia sääntöjä. Numeroarvot vastaavat normaaleja toteutuksessa syntyviä poikkeamia. [1, s.54.]

Epätarkkuudet voidaan esittää vinouden θ_i avulla

$$\theta_i = \theta_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \tag{6}$$

missä, θ_o vinouden perusarvo $\theta_o = 1/200$

α_h pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin
$\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

missä, l rakenneosan pituus tai korkeus (m)

α_m rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin
$\alpha_m = \sqrt{(0{,}5 \cdot (1 + 1/m)}$

missä, m kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä

Suureet l ja m riippuvat tarkasteltavasta vaikutuksesta. Näille voidaan erottaa kolme päätapausta.

- Vaikutus erilliseen rakenneosaan: l = rakenneosan todellinen pituus, m = 1.
- Vaikutus jäykistysjärjestelmään: l = rakennuksen korkeus, m = jäykistysjärjestelmän vakavoimaan vaikuttavien pystyrakenneosien määrä.
- Vaikutus vaakakuormia jakaviin välipohjan, yläpohjan tai vesikaton levykenttiin. l = kerroskorkeus, m = kussakin kerroksessa olevien, kerroksen kokonaisvaakavoimaan vaikuttavien pystyrakenneosien määrä. [1, s.55.]

Erillisten rakennusosien ollessa kyseessä epätarkkuuksien vaikutus voidaan huomioida kahdella eri tavalla

1. epäkeskisyyden e_i avulla

$$e_i = \theta_i \cdot l_0/2 \tag{7}$$

missä, l_0 tehollinen pituus (kohta 3.2)

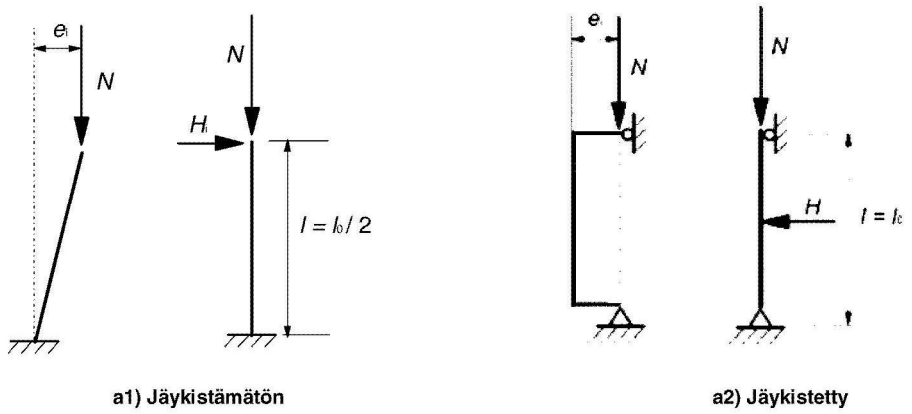
Jäykistettyjen järjestelmien erillisille pilareille voidaan käyttää epäkeskisyyden arvona yksinkertaistusta $e_i = l_0/400$. [1, s.46].

2. poikittaisvoiman H_i avulla, joka sijoitetaan maksimimomentin antavaan kohtaan.

Jäykistämättömissä rakenneosissa $H_i = \theta_i \cdot N$ (8)

Jäykistetyissä rakenneosissa $H_i = 2\theta_i \cdot N$ (9)

On huomioitava, että epäkeskisyyden käyttö sopii staattisesti määrätyille rakenteille. Poikittaisvoimaa voidaan taas käyttää sekä määrättyjen, että määräämättömien rakenteiden yhteydessä. [1,s.55.]



Kuvio 8. Mittaepätarkkuuksien vaikutuksia erillisiin rakenneosiin, joihin vaikuttaa epäkeskinen normaalivoima tai poikittaisvoima [1, kuva 5.1].

Puristetulle rakenteelle on määritetty epäkeskisyyden minimiarvo. Tätä käytetään vain tapauksissa, joissa 1. kertaluvun kuormituksen, 2. kertaluvun vaikutuksen ja vinouden aiheuttama epäkeskisyyden summa on pienempi kuin e_0. Seuraavia $e_{0,min}$ arvoja voidaan käyttää myös raudoittamattomien rakenteiden yhteydessä. [6, s.3.]

$$e_{0,min} = max\,(h/30\,;20\,mm) \tag{10}$$

missä, h poikkileikkauksen korkeus tarkasteltavaan suuntaan

3.6 Yleinen menetelmä

Menetelmä perustuu epälineaariseen analyysiin, joka pitää sisällään toisen kertaluvun vaikutukset. Betonille ja teräkselle käytetään rakenteiden kokonaistarkasteluun sopivia jännitys-muodonmuutosyhteyksiä ja menetelmässä otetaan huomioon viruminen. Tapauksissa, joissa jännitys-muodonmuutosyhteydet perustuvat mitoitusarvoihin, saadaan murtokuorman mitoitusarvo suoraan analyysistä. [3, s.68.]

$$E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE} \tag{11}$$

missä, E_{cm} betonin sekanttikerroin

γ_{CE} osavarmuusluku

Seuraava kaava esittää betonin puristusjännityksen σ_c ja puristuman ε_c välistä yhteyttä lyhytaikaiselle aksiaaliselle kuormitukselle. Kaava on voimassa, kun $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, missä ε_{cu1} tarkoittaa murtopuristuman nimellisarvoa. [3, s.34.]

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1+(k-2)\eta} \tag{12}$$

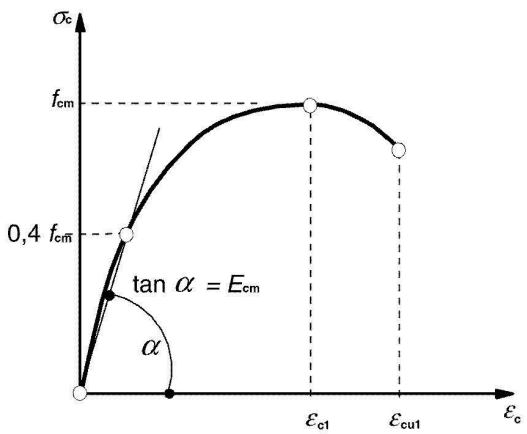
missä, η $= \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

ε_{c1} muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla

k $= 1{,}05 \cdot E_{cm} \cdot x \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$

σ_c puristusjännitys

f_{cm} betonin keskimääräinen puristuslujuus $f_{cm} = f_{ck} + 8MPa$

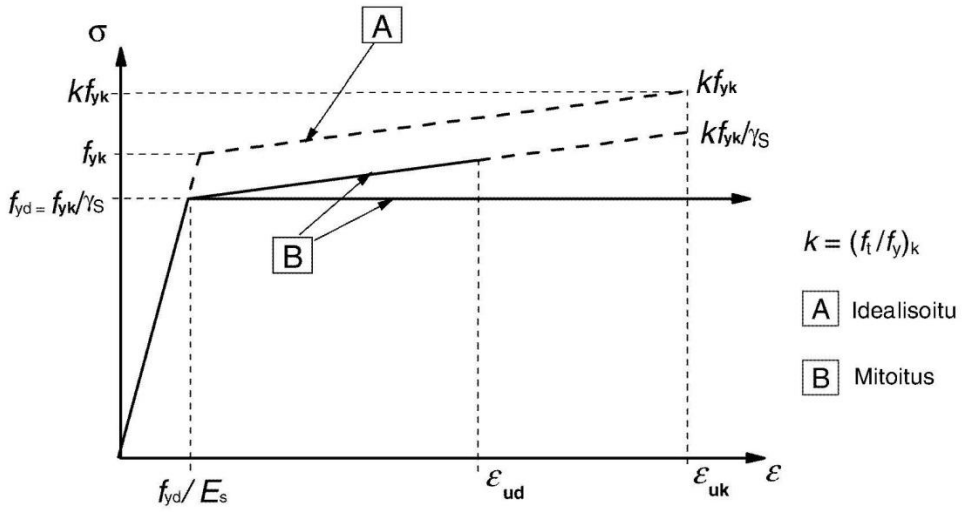


Kuvio 9. Periaatekuva jännitys-muodonmuutosyhteydelle. Sekanttimoduuli määritellään likimäärin jännitystä $0{,}4 \cdot f_{cm}$ vastaavaksi. [3, kuva 3.2].

Jännitys-venymäyhteyden mallina voidaan käyttää toista seuraavista

1. nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan ε_{ud} saakka. Jännitys määritellään kuvan 10 suorasta, jossa muodonmuutosta ε_{uk} vastaa jännitys $k \cdot f_{yk} / \gamma_S$, missä $k = (f_t / f_y)_k$

2. myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa. [3, s.41.]



Kuvio 10. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat [3, kuva 3.8].

Kuvaa käytettäessä teräksen tiheyden (ρ_s) arvo on 7850 kg/m^3 ja kimmokertoimen (E_s) arvo on 200 GPa.

3.7 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Menetelmä soveltuu parhaiten käytettäväksi pilareille, joita tarkastellaan erillisinä rakenneosina ja joiden normaalivoima on vakio sekä nurjahduspituus (l_0) tunnettu. Menetelmä antaa taipumaan perustuvan nimellisen lisämomentin, kun nurjahduspituuden mukaan arvioidun kaarevuuden maksimiarvon avulla lasketaan taipuma. [1, s.61.]

3.7.1 Taivutusmomentit

Nimellisen kaarevuuden menetelmässä käytettävä mitoitusmomentti lasketaan seuraavan kaavan mukaan [1, s.61]:

$$M_{Ed} = max\,\{M_{02},\ M_{0Ed} + M_2,\ M_{01} + 0.5 \cdot M_2\} \tag{13}$$

missä, M_{0Ed} Momentti, joka saadaan ensimmäisen kertaluvun analyysistä. Pitää sisällään myös epätarkkuuksien vaikutukset.

M_2 Lisämomentti eli toisen kertaluvun momentti

M_{01} Sauvan päässä vaikuttava ensimmäisen kertaluokan momentti $M_{01} = M_{01,end} + e_i N_{Ed}$ $|M_{01} \leq M_{02}|$

M_{02} Sauvan päässä vaikuttava ensimmäisen kertaluokan momentti $M_{02} = M_{02,end} + e_i N_{Ed}$ $|M_{02} \geq M_{01}|$

missä, e_i Epäkeskisyys (luku 3.5)

Nimellinen lisämomentti M_2 huomioi toisen kertaluvun vaikutuksen.

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \tag{14}$$

missä, N_{Ed} normaalivoiman mitoitusarvo

e_2 taipuma (2. kertaluvun epäkeskisyys) $e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{{l_0}^2}{c}$

missä, $1/r$ kaarevuus (luku 3.7.2)

l_0 nurjahduspituus (luku 3.2)

c kerroin joka riippuu kokonaiskaarevuudesta

Jos laskettavalla rakenneosalla on vakiopoikkileikkaus, voidaan kertoimelle c käyttää arvoa c = 10 ($\approx \pi^2$), joka tarkoittaa kaarevuuden sinimuotoista jakaumaa. Mikäli M_{0Ed} on vakio, tulee käyttää tätä pienempää arvoa. Kyseisessä tapauksessa alarajana toimii 8, joka vastaa vakiosuuruista kokonaismomenttia. [1, s.61.]

3.7.2 Kaarevuuden laskenta

Pilareissa, joissa sekä poikkileikkaus että raudoitus on symmetrinen, voidaan käyttää seuraavaa kaavaa kaarevuuden laskemiseksi. [1, s.61].

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \tag{15}$$

missä, K_r normaalivoimasta riippuva korjauskerroin

K_φ virumisen huomioiva kerroin

$1/r_0$ $= \varepsilon_{yd} / (0{,}45 \cdot d)$

missä, ε_{yd} $= f_{yd} / E_s$

d tehollinen korkeus

Korjauskerroin K_r lasketaan seuraavasti

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \tag{16}$$

missä, n suhteellinen normaalivoima $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$

n_u $= 1 + \omega$

n_{bal} = 0,4 suhteellisen normaalivoiman arvo, kun taivutuskestävyydellä on maksimiarvo

ω mekaaninen raudoitussuhde $\omega = (A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$

missä, A_s raudoituksen kokonaispinta-ala

A_c betonipoikkileikkauksen pinta-ala

Virumisen vaikutuksen huomioiva kerroin K_φ lasketaan seuraavasti

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \tag{17}$$

missä, φ_{ef} virumisaste (luku 3.4)

β $= 0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$

missä, λ hoikkuusluku

Yllä esitetyn laskentaprosessin avulla voidaan laskea toisen kertaluvun aiheuttama rasitus ja teräsbetonipilarin mitoittava momentti kohdan 3.7.1 kaavan 13 mukaan.

Tässä laskennassa työläin vaihe on toisen kertaluvun epäkeskisyyden e_2 laskeminen. Usein voidaan toisen kertaluvun epäkeskisyys laskea varmalle puolelle kaavasta [9, s.33]:

$$e_2 = (\lambda/130)^2 \cdot d \tag{18}$$

missä, λ hoikkuusluku

d rakenneosan tehollinen korkeus

3.7.3 Minimi- ja maksimiraudoitus

Eurokoodi määrittää vähimmäisraudoituksen teräsbetonipilareille. Vähimmäisraudoituksen tarve on sama kuin taivutetuissa rakenteissa. Pilareihin kohdistuu aina enemmän tai vähemmän taivutusta ja minimiraudoituksella varmistetaan, että pilari pystyy ottaman vetorasituksia vetohalkeamien synnyttyä. [5, 7.6.3.]

$$A_s = max\left\{\frac{0{,}10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}};\ 0{,}002 \cdot A_c\right\} \tag{19}$$

missä, f_{yd} raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

N_{Ed} puristavan normaalivoiman mitoitusarvo

Minimiraudoituksen lisäksi Eurokoodi 2 antaa myös suurimman sallitun pinta-alan pääraudoitukselle. Näiden kaavojen käyttö edellyttää että raudoitus mahtuu rakenteeseen.

$$A_{s,max} = 0{,}06 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} = 0{,}12 \cdot A_c$$ limityskohdissa

Pääraudoitustankojen koolle on annettu seuraava alaraja

$$\phi_{min} = 8mm$$

Pilarin muoto vaikuttaa minimiraudoituksen sijoitteluun. Monikulmion muotoisilla pilareilla tulee sijoittaa vähintään yksi tanko jokaiseen kulmaan. Pyöreissä pilareissa vaaditaan vähintään neljä päätankoa. Lisäksi jokainen poikkileikkauksen nurkassa sijaitseva päätanko tulee sitoa haoilla. [1, s.127.]

Pääraudoitusta sitovalle hakaraudoitukselle on annettu myös omat minimivaatimuksensa. Hakaraudoituksen halkaisijan tulee olla vähintään 6 mm tai neljäsosa pääraudoituksen tankokoosta sen mukaan, kumpi on suurempi. Hitsattujen verkkojen tapauksessa halkaisija tulee olla vähintään 5 mm. [1, s.127.]

Hakaraudoituksen maksimi tankovälin $s_{cl,tmax}$ tulee olla pienin seuraavista

$$s_{cl,tmax} = \min\{15\phi; b; h; 400mm\} \tag{20}$$

missä, ϕ päätankojen pienin halkaisija

b, h pilarin sivumitat

Edellä esitettyä enimmäishakaväliä täytyy pienentää kertoimella 0,6 seuraavissa tapauksissa:

1. Pilarien päissä poikkileikkauksen suuremman mitan matkalla palkin tai laatan ylä- tai alapinnasta.

2. Lähellä limijatkoksia, jos päätankojen suurin halkaisija on suurempi kuin 14 mm. Limityspituudella sijoitetaan vähintään 3 hakaa tasaisin välein. [9, s.127].

3.7.4 Raudoituksen määritys yhteisvaikutusdiagrammin avulla

Teräsbetonipilarien raudoituksen määrittämistä varten on laadittu valmiiksi erillisiä yhteisvaikutusdiagrammeja. Diagrammista saadaan poikkileikkauksen mekaaninen raudoitussuhde (ω) suhteellisen momentin (μ) ja suhteellisen normaalivoiman (n) avulla. [1,s.152.]

$$\mu = \frac{M_{0Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \tag{21}$$

missä, M_{0Ed} Ensimmäisen kertaluvun analyysistä saatu momentti. M_2 huomioitu diagrammeissa valmiiksi hoikkuuden (λ) eri arvoilla

b pilarin sivumitta

h pilarin sivumitta

f_{cd} betonin mitoituspuristuslujuus

$$n = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \tag{22}$$

missä, N_{Ed} normaalivoiman mitoitusarvo

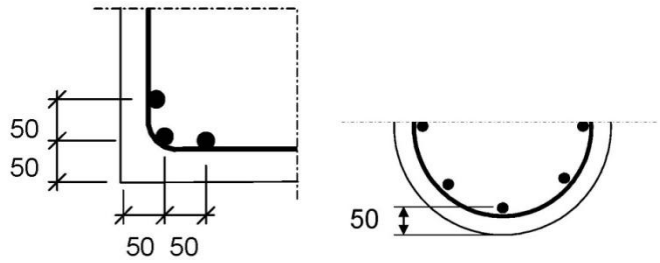
Diagrammien käytössä on huomioitava seuraavat asiat:

1. Pilarit on oletettu symmetrisesti raudoitetuiksi alla olevien kuvien mukaisesti. Pyöreissä pilareissa päätankojen keskiöetäisyys pilarin pinnasta on myös 50 mm.

2. Suhteellinen raudoitus on laskettu poikkileikkauksen koko raudoitusmäärän mukaiseksi.

3. Virumaluku on 2,5

4. Momenttien suhde M_{0Eqp} / M_{0Ed} = 0,5 [1,s.152.]



Kuvio 11. Päätankojen keskiöetäisyys yhteisvaikutusdiagrammeja käytettäessä [1,s.152].

3.8 Nimelliseen jäykkyyteen perustuva menetelmä

Taivutusjäykkyyden nimellisarvoja käytetään tarkasteltaessa toisen kertaluvun vaikutuksia nimellisen jäykkyyden menetelmällä, tällöin otetaan huomioon halkeilun, materiaalin epälineaarisuuden ja virumisen vaikutukset kokonaistoimintaan. [3, s.69].

Nimellisjäykkyyden laskennassa lasketaan jäykkyys erikseen betonille sekä raudoitukselle. Tätä jäykkyysmallia voidaan käyttää kun lasketaan nimellisjäykkyyttä hoikille, poikkileikkaukseltaan mielivaltaisille puristussauvoille. [3, s.69.]

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \tag{23}$$

missä, K_c Jäykkyyden vaikutuskerroin betonille, huomioi halkeilun ja virumisen vaikutuksen

E_{cd} Betonin kimmokertoimen mitoitusarvo

I_c Betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

K_s Jäykkyyden vaikutuskerroin raudoitukselle

E_s Raudoituksen kimmokertoimen mitoitusarvo

I_s Raudoituksen jäyhyysmomentti betonipoikkileikkauksen painopisteen suhteen

3.8.1 Tarkempi menetelmä

Nimellisen jäykkyyden menetelmällä voidaan laskea toisen kertaluvun vaikutus mikäli raudoitussuhde $\rho \geq 0{,}02$. Tarkempi menetelmä on suositeltava sillä luvussa 3.8.2 esiteltävä yksinkertainen menetelmä soveltuu vain alustavaan laskentaan.

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \tag{24}$$

$$K_s = 1$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1+\varphi_{ef}} \tag{25}$$

missä, $k_1 = \sqrt{f_{ck}/20MPa}$

φ_{ef} tehollinen virumissuhde (luku 3.4)

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \geq 0{,}20 \tag{26}$$

missä, $n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$

Tapauksissa, joissa λ on tuntematon, voidaan kertoimelle k_2 käyttää arvoa $k_2 = 0{,}3 \cdot n \leq 0{,}20$. [8, s.43].

3.8.2 Yksinkertainen menettely

Jos kyseessä on suuri raudoitusmäärä ja tehdään alustava mitoitus, voidaan käyttää yksinkertaistettuja kaavoja. Saatujen tulosten perusteella laskentaa pitää kuitenkin tarkentaa tarkemman menetelmän mukaan. Menetelmän käyttö edellyttää, että suhteellinen raudoitusala $\rho \geq 0{,}01$. Yksinkertaistetussa menetelmässä raudoituksen vaikutuksen kerroin $K_s = 0$. Tämän seurauksena nimellisjäykkyyden kaava yksinkertaistuu muotoon [6, s.7.]:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c \tag{27}$$

missä, $K_c = 0{,}3/(1 + 0{,}5 \cdot \varphi_{ef})$

missä, φ_{ef} tehollinen virumissuhde, lasketaan kohdan 3.4 mukaan

E_{cd} betonin kimmokertoimen mitoitusarvo $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{cE}$

missä, E_{cm} betonin kimmokertoimen keskiarvo

γ_{cE} osavarmuusluku, γ_{cE} = 1,2

Staattisesti määräämättömissä rakenteissa tulee huomioida vierekkäisten sauvojen halkeilun epäedulliset vaikutukset. Olettaen, että poikkileikkaukset ovat täysin halkeilleet, voidaan tämä huomioida seuraavasti. Betonin tehollista kimmokerrointa ($E_{\mathrm{cd,eff}}$) käytetään jäykkyyden perustana. [3, s.70.]

$$E_{\mathrm{cd,eff}} = E_{cd}/(1 + \varphi_{ef}) \tag{28}$$

3.8.3 Momentin suurennoskerroin

Toisen kertaluvun sisältävä kokonaismitoitusmomentti lasketaan ensimmäisen kertaluvun analyysistä saadun taivutusmomentin suurennettuna arvona seuraavasti. Jos sauvarakenteeseen ei vaikuta poikittaiskuormia voidaan ensimmäisen kertaluvun laskennan päätemomentit M_{01} ja M_{02} korvata tasaisella vakiomomentilla M_{0e}. [3, s.70.]

$$M_{Ed} = M_{0Ed}\left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1}\right] \tag{29}$$

missä, M_{0Ed} 1. kertaluvun analyysistä saatu momentti murtorajatilassa. Kuormituksesta riippuen $M_{0Ed} = M_{02}$ tai $M_{0Ed} = M_{0e}$.

N_B Nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma $N_B = [\pi^2 \cdot (EI)_{ef}]/L_{0^2}$

N_{Ed} Normaalivoiman mitoitusarvo

β 1. ja 2. kertaluvun momenttijakaumasta riippuva kerroin $\beta = \pi^2/c_0$

missä, c_o c_o = 8 tasan jakautuneille kuormille

c_o = 9,6 paraboliselle jakaumalle

c_o = 12 symmetriselle kolmiojakaumalle

Kertoimelle β voidaan käyttää arvoa 1, mikäli momenttijakauma on tuntematon tai poikkeava eikä arvoa c_o tunneta. Tällöin suurennetun momentin kaava yksinkertaistuu muotoon [3, s.71.]:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1-\frac{N_{Ed}}{N_B}} \tag{30}$$

3.9 Vino taivutus

Vinossa taivutuksessa poikkileikkaukseen kohdistuu taivutusta kahdesta suunnasta ja tämän seurauksena neutraaliakseli asettuu vinoon pääakseliin nähden. Pääakselien suunnissa vaikuttavien taivutusmomenttien suhde määrää neutraaliakselin kallistuman. [11, s.209.]

Seuraavat säännöt ovat voimassa kun käytetään luvuissa 3.7 ja 3.8 esitettyjä yksinkertaistettuja laskumenetelmiä. Aluksi tulee tehdä momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuksen tarkastelu kumpaankin pääsuuntaan. Epätarkkuudet tarvitsee huomioida vain suunnassa, jossa niillä on epäedullisin vaikutus. [3, s.73.]

Nämä ovat riittävät tarkastelut, jos molemmat seuraavista hoikkuuden ehdoista toteutuvat

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \text{ ja } \lambda_z / \lambda_y \leq 2 \tag{31}$$

missä, λ_y , λ_z ovat hoikkuusluvut y- ja z-akseleiden suhteen

ja tämän lisäksi suhteelliset epäkeskisyydet toteuttavat toisen seuraavista ehdoista

$$\frac{e_y / h_{eq}}{e_z / b_{eq}} \leq 0{,}2 \text{ tai } \frac{e_z / b_{eq}}{e_y / h_{eq}} \leq 0{,}2 \tag{32}$$

missä, b_{eq} , h_{eq} poikkileikkauksen leveys ja korkeus

$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ ja $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ ovat muun muotoisissa poikkileikkauksissa ekvivalentin suorakaidepoikkileikkauksen sivumitat. i_y, i_z ovat jäyhyyssäteet y- ja z-akseleiden suhteen [3, s.73.]

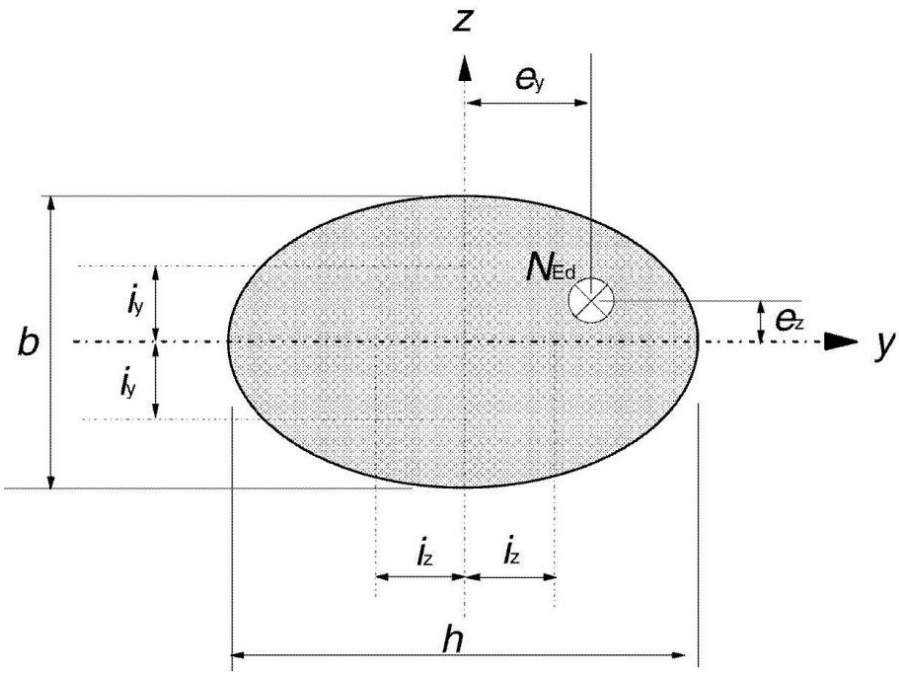
e_z = M_{Edy} / N_{Ed} epäkeskisyys z-akselin suhteen

e_y = M_{Edz} / N_{Ed} epäkeskisyys y-akselin suhteen

M_{Edy} toisen kertaluvun vaikutukset sisältävä mitoitusmomentti y-akselin suhteen

M_{Edz} toisen kertaluvun vaikutukset sisältävä mitoitusmomentti z-akselin suhteen

N_{Ed} normaalivoiman mitoitusarvo vastaavassa kuormitusyhdistelmässä



Kuvio 12. Epäkeskisyyksien e_z ja e_y määritelmä [3, kuva 5.8]

Vino taivutus huomioidaan käyttämällä mitoitusmomentteina epälineaarisuudesta aiheutuvan lisän sisältäviä arvoja, mikäli kaavojen 31 ja 32 ehdot eivät toteudu. Seuraa-

vaa yksinkertaistettua mitoitusehtoa voidaan käyttää, jos poikkileikkausta ei mitoiteta suoraan vinosta taivutuksesta aiheutuvalle jännitystilalle. [3, s.74.]

$$(M_{Edz}/M_{Rdz})^{a} + \left(M_{Edy}/M_{Rdy}\right)^{a} \leq 1{,}0 \qquad (33)$$

missä, M_{Rdz} taivutuskestävyys z-suunnan momentin suhteen

M_{Rdy} taivutuskestävyys y-suunnan momentin suhteen

a eksponentti, ympyrä- ja ellipsipoikkileikkauksilla a = 2

suorakaidepoikkileikkauksille:

väliarvot voidaan interpoloida

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a =	1,0	1,5	2,0

missä, N_{Ed} normaalivoiman mitoitusarvo

N_{Rd} = $A_c \cdot f_{cd}$ + $A_s \cdot f_{yd}$ poikkileikkauksen puristuskestävyyden mitoitusarvo

missä, A_c betonipoikkileikkauksen bruttoala

A_s pääraudoituksen poikkileikkausala

f_{cd} betonin mitoituspuristuslujuus

f_{yd} raudoituksen mitoituspuristuslujuus

4 Tarkastellut rakennemallit

Työssä tarkasteltiin kolmea erilaista rakennemallia. Teräsbetonipilaria, johon kohdistuu taivutus yhdeltä suunnalta, teräsbetonipilaria, johon kohdistuu vino taivutus sekä kaksikerroksista monikerrospilaria. Taivutus yhteen suuntaan mitoitettiin RSA - ohjelman RC Elements Design - työkalulla siten, että vaikuttavat kuormat ja taivutusmomentit oli laskettu etukäteen ja ne syötettiin ohjelmaan manuaalisesti. Pilarissa, johon kohdistui

vinoa taivutusta ja monikerrospilarissa rakennemalli luotiin ohjelman mallitilassa, josta se siirrettiin RC Design - osioon. Ohjelmalla saatuja mitoitustuloksia verrattiin vertailulaskelmalla laskettuun vastaavaan rakenneosaan. Nimellisen kaarevuuden menetelmän vertailulaskelmat tehtiin SKOL Eurocode – laskentapohjalla: B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari. Työn alussa laskentapohjan uusin versio oli 1.50. Tässä versiossa kuitenkin ilmeni virheitä hoikkuuskriteerin laskennassa. Kun laskettiin mastopilaria, hoikkuuskriteeri sai liian suuren arvon. Tämän seurauksena toisen kertaluvun vaikutukset jäivät huomioimatta ja mitoitusmomentti sai todellista pienemmän arvon. Uusi 1.51 versio julkaistiin kesken työn ja valmiit laskelmat siirrettiin sille, jotta saataisiin todenmukaiset ja vertailukelpoiset laskelmat.

Laskenta-asetusten ja laskentamenetelmien vaikutusta tarkasteltiin myös vertaamalla nimellisen kaarevuuden menetelmällä ja nimellisen jäykkyyden menetelmällä laskettuja toisen kertaluvun vaikutuksia sekä molempia ohjelman tarjoamia vinon taivutuksen laskentamenetelmiä. Laskentamallin luominen ja siinä huomioon otettavat asiat on esitetty työohjeessa (Liite.1).

4.1 Yhteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Ensimmäisenä tarkasteltiin teräsbetonipilaria, johon kohdistui ulkoisten kuormien aiheuttamaa taivutusta yhden akselin suuntaisesti. Rakennemalli ja siihen kohdistuvat kuormat määriteltiin suoraan ohjelman kohdasta RC Elements Design.

Mitoitus tehtiin kuudelle erilaiselle pilarille, joiden pituudet vaihtelivat neljästä yhdeksään metriin. Pilarit olivat pituutta lukuun ottamatta identtisiä. Pituutta muuttamalla pyrittiin selvittämään hoikkuusluvun vaikutus toisen kertaluvun laskentamenetelmiin. Vertailulaskelmat tehtiin pilarille, jonka pituus oli seitsemän metriä. Ohjelman laskentaraportti on liitteenä 2 ja vertailulaskelmat liitteenä 3.

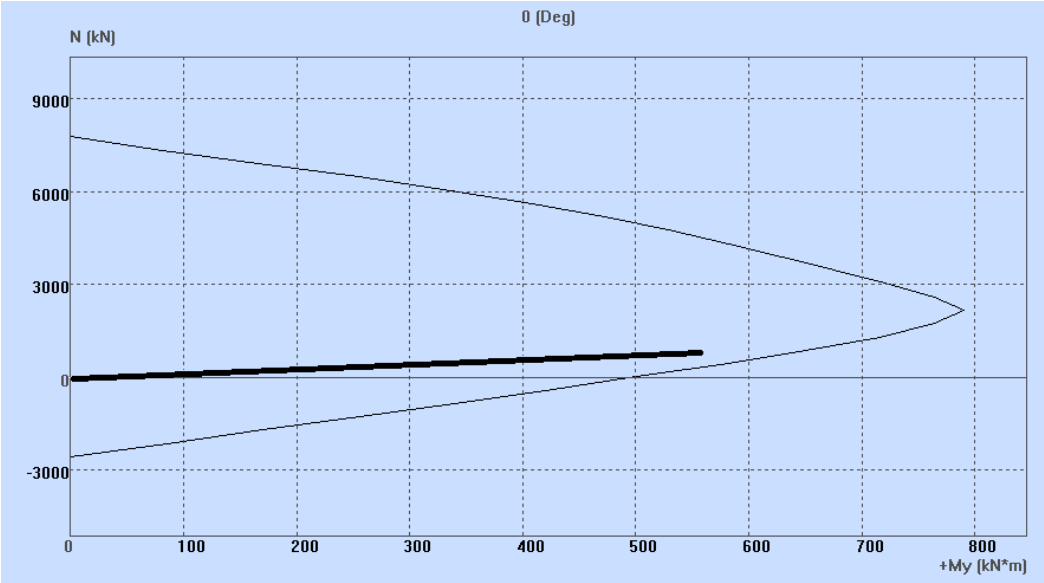
4.1.1 Nimellisen kaarevuuden menetelmä

Ensimmäisenä suoritettiin mitoitus nimellisen kaarevuuden menetelmällä.

Taulukko 1. Nimellisen kaarevuuden menetelmällä suoritetun mitoituksen tulokset.

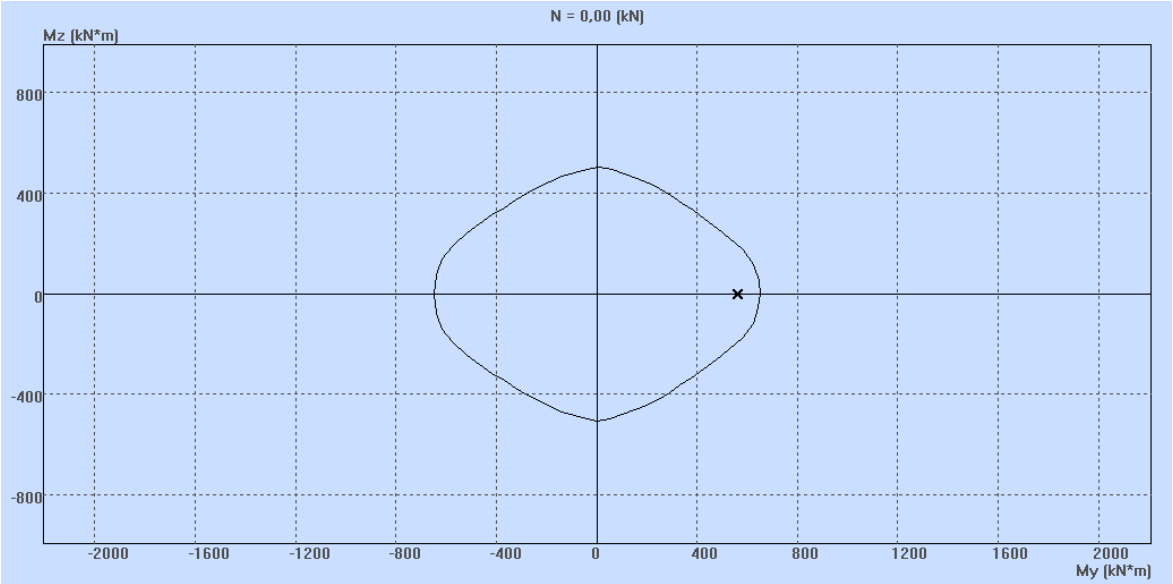
TAIVUTUS 1-SUUNTAAN			
NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ			
	Yksikkö	VERTAILU	RSA
λ_{lim}	[-]	39,8	39,8
α_h	[-]	0,76	0,76
α_m	[-]	1	1
e_i	[mm]	28,8	28,8
K_r	[-]	1,0	1,0
K_φ	[-]	1,0	1,0
$1/r_0$	[1/m]	0,01	0,01
c	[-]	8	8
e_2	[mm]	327,3	327,4
M_{Ed}	[kNm]	559,6	559,7

RSA - ohjelmalla suoritettu nimelliseen kaarevuuteen perustuva mitoitus vastasi tuloksiltaan vertailulaskelmia. Aluksi käytetyllä laskentapohjan 1.50 versiolla hoikkuuden raja-arvo λ_{lim} sai arvon 85,61. Poikkeama johtui λ_{lim} = 20 $\cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ kaavassa olevasta C = 1,7 $- r_m$ termistä. Virheellinen laskentapohja antoi termille r_m arvon 0,2 kun RSA laskennassa r_m = 1,0. Tämä vaikutti pilarin valintaan, koska molemmissa laskentamenetelmissä pilarista haluttiin hoikka. Uuteen 1.51 versioon oli korjattu mastopilarin laskenta ja tulokset saatiin tällä vastaamaan toisiaan. Taulukossa 1 esitetyt vertailulaskelmat on tehty laskentapohjan versiolla 1.51.



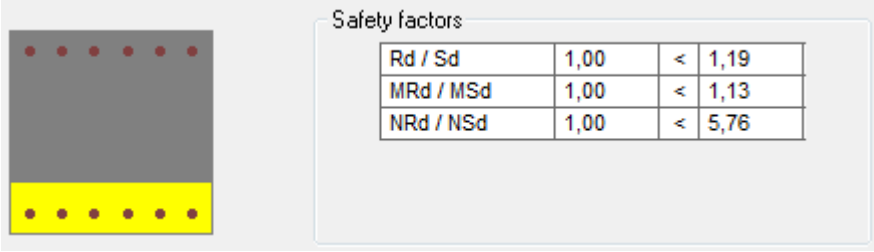
Kuvio 13. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi nimellisen kaarevuuden menetelmällä

Yllä oleva kuvio 13 esittää pilarin kestävyyttä siihen kohdistuviin rasituksiin nähden. Diagrammin pystyakselilla on pilariin kohdistuva puristava normaalivoima N ja vaaka-akselilla pilariin kohdistuva taivutusmomentti M_y. Rajattu alue kertoo pilarin kestävyyden erilaisille normaalivoiman ja taivutusmomentin yhdistelmille.



Kuvio 14. Momenttikestävyys nimellisen kaarevuuden menetelmällä

Kuviossa 14 rajattu alue osoittaa taivutusmomenttikestävyyttä ja M_y - akselilla sijaitseva piste vaikuttavaa taivutusmomenttia. Pilariin vaikuttavaa momenttia esittävä piste sijaitsee kuvaajan vaaka-akselilla, koska taivutusta esiintyy vain toiseen suuntaan.



Kuvio 15. Yhden akselin suuntaisesti taivutetun pilarin kestävyys nimelliset kaarevuuden menetelmällä

Kuviosta 15 nähdään pilarin neutraaliakselin sijainti eli puristus- ja vetojännitysten jakauma. Keltainen alue kuvaa pilarin puristettua ja harmaa vedettyä osaa. Termi S_d kuvaa kuormitusvektorin pituutta ja R_d kuormitusvektorin suuntaisen pilarin kestävyysvektorin pituutta annetulla epäkeskisyydellä. Tarkasteltavan pilarin normaalivoimakestävyys N_{Rd} = 4521,6 kN. Tämä vastaa N_{Rd} = 5,76 · N_{Ed} vaikuttavaa normaalivoimaa. Y-Y - akselin suuntainen taivutusmomentti M_{Ed} = 559,7 kNm. Kyseisen akselin suuntainen taivutusmomenttikestävyys M_{Rd} = 1,13 · M_{Ed} = 632,5 kNm.

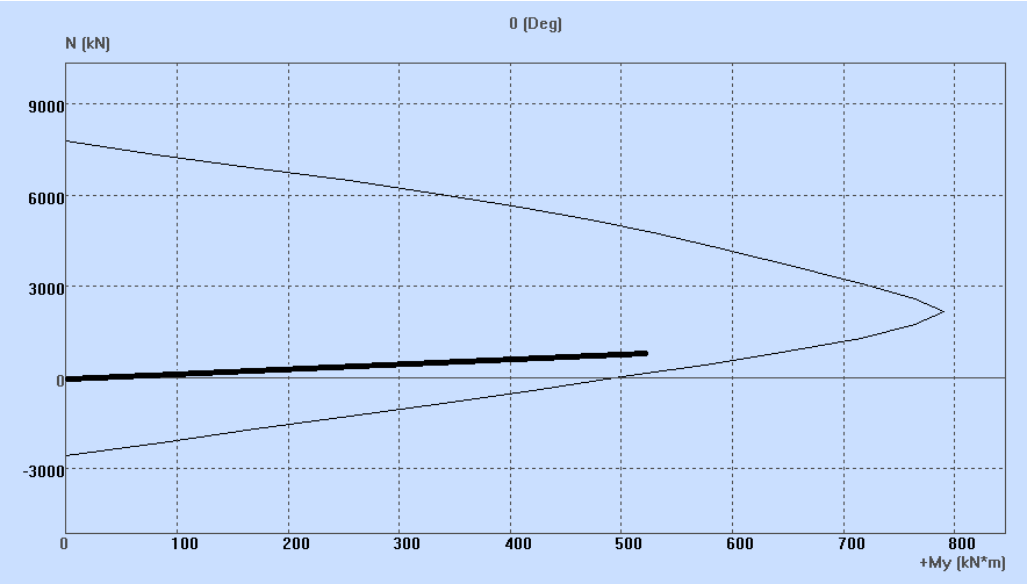
4.1.2 Nimellisen jäykkyyden menetelmä

Seuraavaksi toisen kertaluvun vaikutus laskettiin nimellisen jäykkyyden menetelmällä.

Taulukko 2. Nimellisen jäykkyyden menetelmällä suoritetun mitoituksen tulokset.

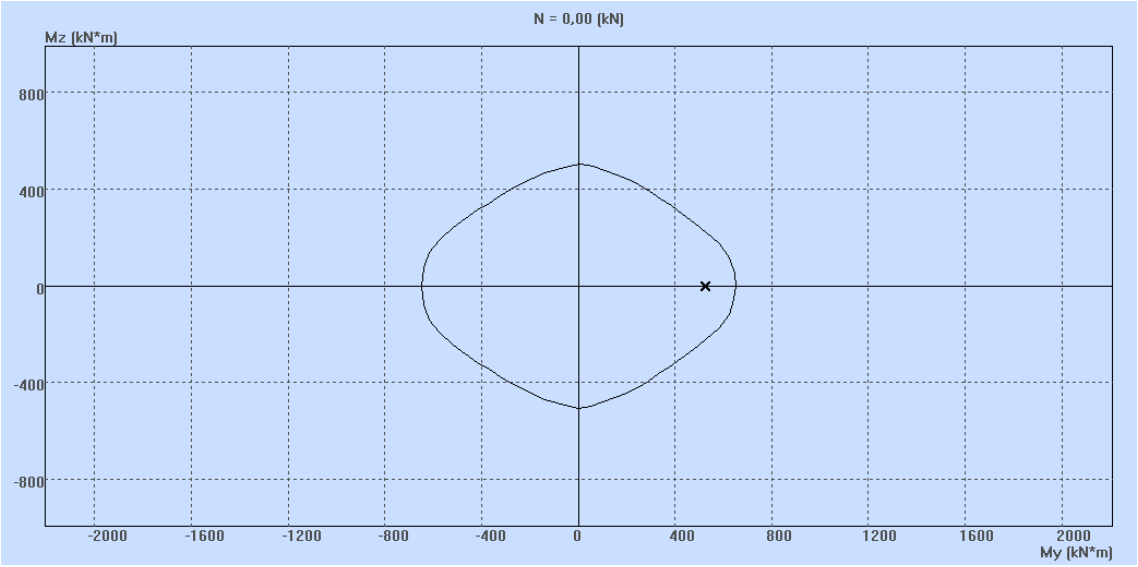
TAIVUTUS 1-SUUNTAAN			
NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ			
	Yksikkö	VERTAILU	RSA
I_s	[mm^4]	211758930	211528833
I_c	[mm^4]	4423680000	4423680000
EI	[kNm^2]	49817,4	49771,3
N_b	[kN]	2111,4	2109,5
β	[-]	1,23	1,23
M_{Ed}	[kNm]	523,6	523,9

Nimelliseen jäykkyyteen perustuvalla menetelmällä laskettaessa vertailulaskelmat vastasivat RSA - ohjelmalla saatuja. Pieni ero ilmeni raudoituksen jäyhyysmomentin (I_s) laskennassa. Ohjelma ja vertailulaskelma antavat pääraudoituksen tankojen väliseksi etäisyydeksi hieman eri arvot. Tällä ei kuitenkaan ole merkitystä, koska tulokset poikkeavat vain vähän toisistaan. Lisäksi vertailulaskelmilla pyrittiin vain varmistamaan laskentamallin tarkoituksenmukainen toiminta.



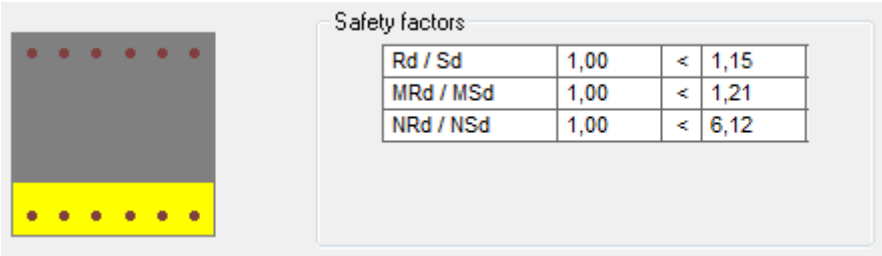
Kuvio 16. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus nimellisen jäykkyyden menetelmällä

Nimellisen jäykkyyden menetelmällä laskettuna normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi on muodoltaan ja arvoiltaan lähes identtinen nimellisen kaarevuuden menetelmällä laskettuun verrattuna.



Kuvio 17. Momenttikestävyys nimellisen jäykkyyden menetelmällä

Momenttikestävyyden ja mitoitusmomentin suuruus esitetään kuviossa 17. Siitä nähdään, että mitoitusmomentti ei vaihtele laskentamenetelmästä riippuen merkittävästi.



Kuvio 18. Yhden akselin suuntaisesti taivutetun pilarin kestävyys nimelliset jäykkyyden menetelmällä

Vertaamalla kuviota 18 kuvioon 15 nähdään, että pilarin neutraaliakselin sijainti ja sen veto- ja puristusjännitysjakauma on lähes identtinen riippumatta siitä, kumpaa toisen kertaluvun laskentamenetelmää käytetään. Nimellisen jäykkyyden menetelmällä pilarin Y-Y - akselin suhteen laskettu mitoittava taivutusmomentti saa arvon M_{Ed} = 523,9kNm ja sen taivutusmomenttikestävyys M_{Rd} = 1,21 · M_{Ed} = 633,9 kNm. Pilarin mitoittava normaalivoima N_{Ed} = 785 kN ja normaalivoimakestävyys N_{Rd} = 6,12 · N_{Ed} = 4804,2 kN.

Taulukko 3. Pilarin hoikkuuden vaikutus mitoitustuloksiin

PITUUS [m]	λ	M_{Ed} NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄLLÄ [kNm]	M_{Ed} NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄLLÄ [kNm]	POIKKEAMA [%]
4,0	62,9	381,0	396,1	3,8
5,0	78,7	443,9	434,9	2,1
6,0	94,4	481,1	489,8	1,8
7,0	110,1	523,9	559,7	6,4
8,0	125,9	573,6	639,9	10,4
9,0	141,6	631,9	730,5	13,5

Vertailtaessa hoikkuusluvun λ vaikutusta menetelmien antamiin mitoitusmomentteihin huomattiin, että kasvattamalla pilarin hoikkuuslukua pituuden muutoksen kautta, kasvoi myös mitoitusmomenttien poikkeama eri laskentamenetelmien välillä. Pienin poikkeama esiintyi pilarilla, jonka pituus oli 6 m ja hoikkuusluku 94,4. Tällöin poikkeama oli 1,8 %. Muuttamalla pilarin pituus 9 m kasvoi hoikkuusluku 141,6. Nyt saatu 13,5 % poikkeama oli suurin mitä tarkastelluilla pituuksilla havaittiin.

RIL 202-2011/By61 betonirakenteiden suunnitteluohje määrittelee, että $\lambda \leq 100$. Tämän määritelmän perusteella korkein käytettävissä oleva pilari olisi 6 m. Hoikkuusluvun pienentyessä poikkeama pysyi vähäisenä, mutta kasvoi 2 % pilarin pituuden muuttuessa kuudesta metristä neljään metriin.

4.2 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Tutkittaessa vinoa taivutusta valittiin teräsbetonipilariksi mastopilari. Mitoitus tehtiin edellä esitetystä yhden suunnan taivutuksesta poiketen siten, että nyt RSA - ohjelmalla luotiin aluksi rakenteen staattinen malli, johon määriteltiin teräsbetonipilarin ominaisuudet ja vaikuttavat ulkoiset voimasuureet. Mallin valmistuttua tuotiin se ohjelman RC Design - tilaan. Tämän menettelyn seurauksena momenttipintojen ja pilarin ominaisuuksien määrittelyltä vältyttiin mitoitusvaiheessa.

Laskennassa tutkittiin viittä eri teräsbetonipilaria, joiden pituudet vaihtelivat kolmesta metristä seitsemään metriin. Tällä haluttiin selvittää hoikkuusluvun vaikutus toisen kertaluvun laskentamenetelmien antamiin mitoitusmomentteihin. Vertailulaskelmat tehtiin

pilarille, jonka pituus oli viisi metriä. Ohjelman laskentaraportti on liitteenä 4 ja vertailulaskelmat liitteenä 5.

4.2.1 Nimellisen kaarevuuden menetelmä

Toisen kertaluvun vaikutus laskettiin ensin nimellisen kaarevuuden menetelmällä.

Taulukko 4. Nimellisen kaarevuuden menetelmällä suoritetun mitoituksen tulokset

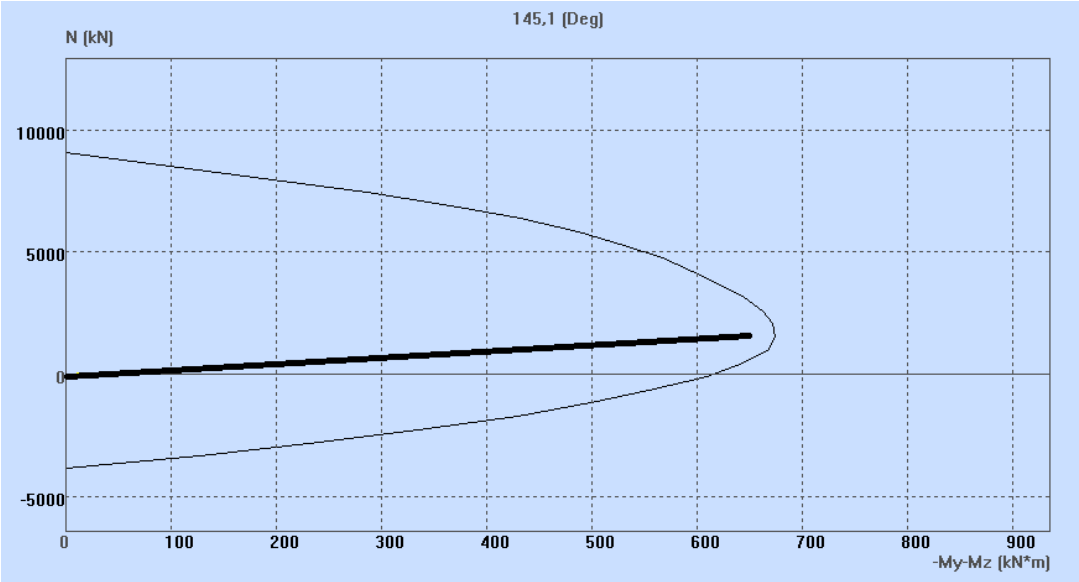
NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ					
		Y-SUUNTAAN		Z-SUUNTAAN	
	Yksikkö	VERTAILU	RSA	VERTAILU	RSA
λ_{lim}	[-]	30,3	30,3	30,3	30,3
α_h	[-]	0,89	0,89	0,89	0,89
α_m	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0
e_i	[mm]	24,4	24,4	-	-
K_r	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0
K_φ	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0
$1/r_0$	[1/m]	0,01	0,01	0,01	0,01
c	[-]	8	8	10	10
e_2	[mm]	184,1	184,2	157,5	157,5
M_{Ed}	[kNm]	532,8	532,9	371,2	371,3

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä laskettaessa vertailulaskelmat ja RSA - laskelmat vastasivat toisiaan. Aluksi käytetyllä laskentapohjan 1.50 versiolla hoikkuuden raja-arvo λ_{lim} sai arvon 73,58. Poikkeama johtui $\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ kaavassa olevasta $C = 1{,}7 - r_m$ termistä. Virheellinen laskentapohja antoi termille r_m arvon 0,2 kun RSA laskennassa $r_m = 0{,}7$. Korjattu 1.51 versio laskentapohjasta korjasi mitoitusvirheen ja laskelmat vastasivat tämän jälkeen toisiaan. Taulukossa 4 on käytetty laskentapohjan versiota 1.51.

Taulukko 5. Vinosta taivutuksesta aiheutuva käyttöaste

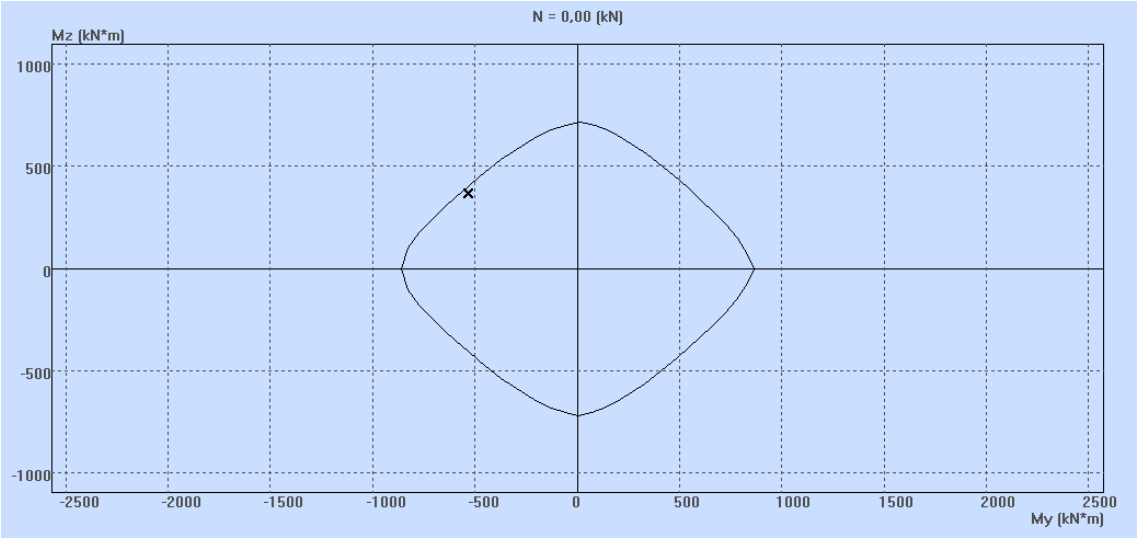
	VINO TAIVUTUS	
	NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ	
	MITOITUS YLEISELLÄ MENETELMÄLLÄ	MITOITUS YKSINKERTAISTETULLA MENETELMÄLLÄ
KÄYTTÖASTE	0,96	1,10
$A_{s,vaad}$	8496 mm^2	9710 mm^2

Vinon taivutuksen laskentatapa vaikutti merkittävästi vaadittavaan raudoitusmäärään. Menetelmästä riippuen tarvittava pääraudoituspinta-ala $A_{s,vaad}$ erosi 1214 mm^2. Yksinkertaistetulla menetelmällä laskettaessa valittu 18T25 pääraudoitus ei riittäisi pilariin, vaan sen käyttöaste ylittyisi 10 %.



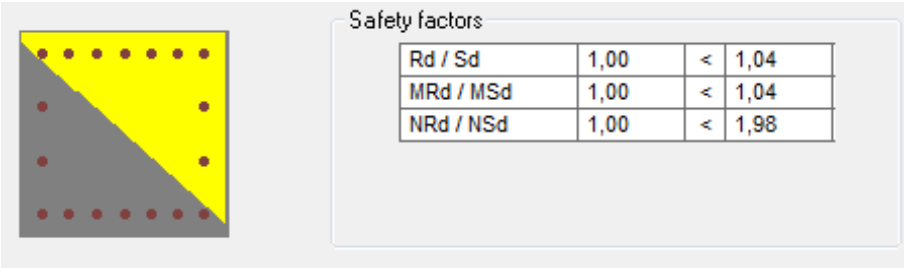
Kuvio 19. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi nimellisen kaarevuuden menetelmällä kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä.

Kuviosta 19 nähdään pilarin kestävyys normaalivoiman ja vinon taivutuksen suhteen. Pilarin kestävyys ylittyy jos normaalivoima kasvaa arvoon N_{Rd} = 3148,2 kN. Kestävyys myös ylittyy, jos pilaria rasittava normaalivoima laskee tietyn arvon alle.



Kuvio 20. Vinon taivutuksen momenttikestävyys nimellisen kaarevuuden menetelmällä kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Kuvio 20 osoittaa, että teräsbetonipilari ei valitulla raudoituksella kestäisi momenttien lisäystä. Toisen akselin ympäri suuntautuvan momentin kasvaessa ylittyisi pilarin käyttöaste, jos toista momenttia ei pystyttäisi pienentämään samassa suhteessa. Kuvasta huomataan hyvin ero kohdassa 4.1 tarkasteltuun yhden suunnan taivutukseen, jossa vaikuttavaa momenttia kuvaava piste sijaitsi vaaka-akselilla.



Kuvio 21. Vino taivutus ja pilarin varmuus murtumista vastaan

Kuviosta 21 nähdään kulma, jonka pilarin neutraaliakseli on kiertynyt vinon taivutuksen seurauksena. Keltainen alue kuvaa pilarin puristettua ja harmaa vedettyä pinta-alaa. Pilarin normaalivoimakestävyys N_{Rd} on lähes kaksinkertainen puristavaan normaalivoimaan N_{Ed} nähden, $N_{Rd} = 1{,}98 \cdot N_{Ed} = 1{,}98 \cdot 1590kN = 3148{,}2\,kN$. Taivutusmomenttikestävyys $M_{Rd} = 1{,}04 \cdot M_{Ed}$ eli pilarin käyttöaste taivutusmomentille on 96 %.

4.2.2 Nimellisen jäykkyyden menetelmä

Seuraavaksi suoritettiin laskenta nimellisen jäykkyyden menetelmää käyttäen.

Taulukko 6. Nimellisen jäykkyyden menetelmällä suoritetun mitoituksen tulokset

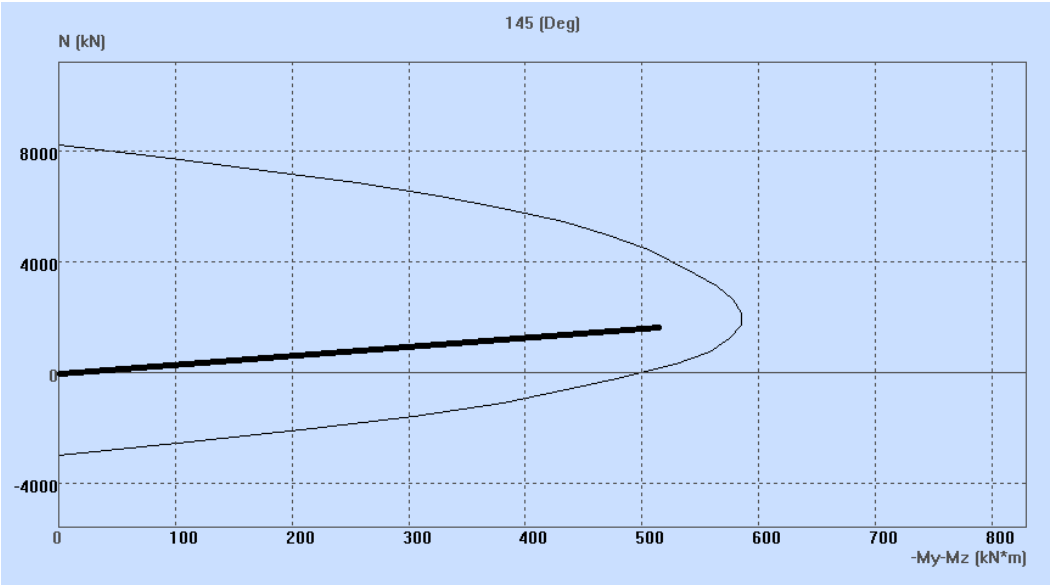
NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ					
		Y-SUUNTAAN		Z-SUUNTAAN	
	Yksikkö	VERTAILU	RSA	VERTAILU	RSA
I_s	[mm^4]	200782070	200513624	127260408	126991962
I_c	[mm^4]	4423680000	4423680000	4423680000	4423680000
EI	[kNm^2]	50119,6	50066,4	35415,3	35362,1
N_b	[kN]	4163,5	4159,0	2942,0	2937,5
β	[-]	0,82	1,23	0,82	1,23
M_{Ed}	[kNm]	362,0	423,3	237,5	296,5

Nimellisen jäykkyyden menetelmällä vertailulaskelmat ja ohjelman laskelmat poikkesivat toisistaan huomattavasti. M_y - momentissa poikkeamaa oli 61,3 kN eli 14,5 % ja M_z - momentissa 59,0 kN eli 19,9 %. Poikkeaman selittää kohdassa 3.8.3 esitetty termi $\beta = \pi^2 / c$. Ohjelman oletuksena c = 8, koska keskialueen tarkkaa momenttijakaumaa ei tunneta, eikä sitä ole erikseen ohjelmaan määritetty. Vertailulaskennassa on käytetty kolmionmuotoiselle momenttipinnalle oikeaa c = 12 arvoa. Ohjelman oletus johtaa kuitenkin varmalla puolella olevaan tulokseen, joten sitä voidaan haluttaessa käyttää mitoituksessa.

Taulukko 7. Vinosta taivutuksesta aiheutuva käyttöaste

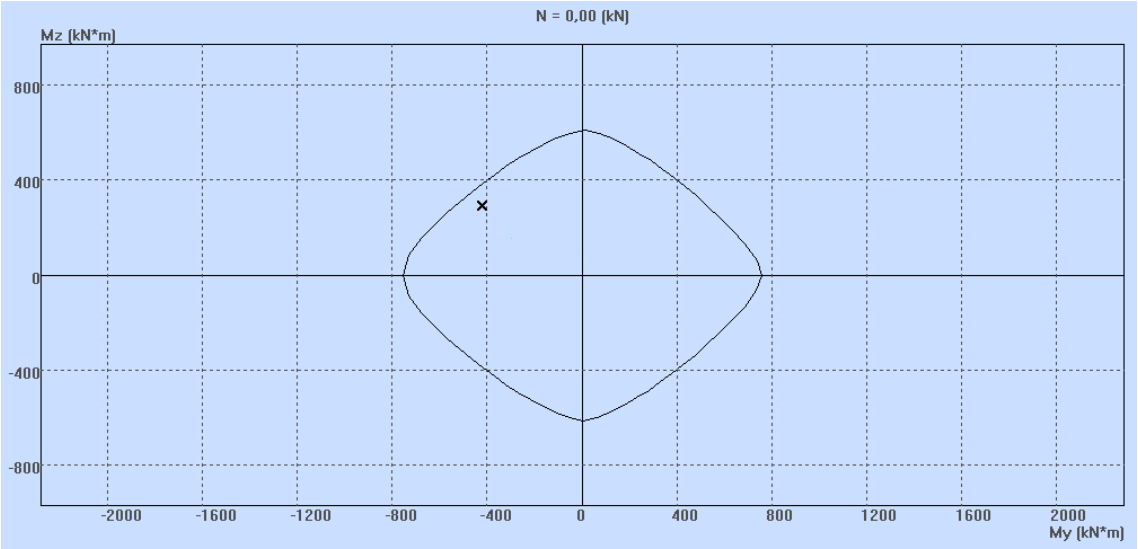
	VINO TAIVUTUS	
	NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ	
	MITOITUS YLEISELLÄ MENETELMÄLLÄ	MITOITUS YKSINKERTAISTETULLA MENETELMÄLLÄ
KÄYTTÖASTE	0,93	1,00
$A_{s,vaad}$	6363 mm^2	6872 mm^2

Vinon taivutuksen laskentamenetelmästä riippuen vaadittava pääraudoituksen poikkileikkauspinta-ala $A_{s,vaad}$ vaihteli 509 mm^2. Laskemalla vino taivutus yleisellä menetelmällä päästään 7,4 % pienempään pääraudoitusalaan kuin mitoitettaessa yksinkertaistetulla menetelmällä.



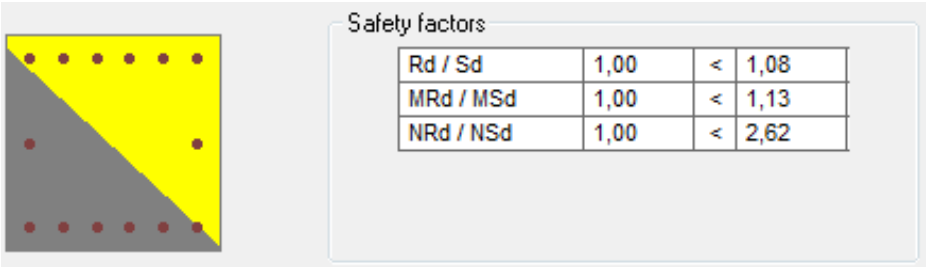
Kuvio 22. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi nimellisen jäykkyyden menetelmällä kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Nimellisen jäykkyyden menetelmällä laskettu normaalivoiman ja vinon taivutuksen yhteisvaikutus pilariin nähdään kuviosta 22. Kuviota ei voida suoraan verrata nimellisen kaarevuuden menetelmällä laskettuun kuvioon 19, koska mitoitusmomenttien lisäksi myös pääraudoitukset poikkeavat toisistaan. Nimellisen kaarevuuden menetelmällä pääraudoitus oli 18T25 ja nimellisen jäykkyyden menetelmällä 14T25.



Kuvio 23. Vinon taivutuksen momenttikestävyys nimellisen jäykkyyden menetelmällä kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Mitoitusmenetelmästä riippuvan pääraudoituksen muutoksen seurauksena pilarin taivutusmomenttikestävyys on nyt pienempi kuin nimellisen kaarevuuden menetelmällä laskettuna. M_y- ja M_z- taivutusmomenttien yhteisvaikutuksen osoittava piste on kuviossa 23 sijainniltaan sama kuin kuviossa 20 , mutta suuruudeltaan erilainen.



Kuvio 24. Vino taivutus ja pilarin käyttöasteet nimellisen jäykkyyden menetelmällä kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Pilarin neutraaliakselin kiertymä sekä puristus- ja vetojännitysten jakauma vastaa nimellisen kaarevuuden menetelmällä laskettua. Taivutusmomenttikestävyys nimellisen jäykkyyden menetelmällä on M_{Rd} = 1,13 · M_{Ed} ja normaalivoimakestävyys N_{Rd} = 2,62 · N_{Ed} = 2,62 · 1590kN = 4190kN.

Taulukko 8. Hoikkuusluvun vaikutus laskentamenetelmien antamiin mitoitusmomentteihin

PITUUS [m]	λ	MEd NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄLLÄ [kNm]		MEd NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄLLÄ [kNm]		POIKKEAMA [%]	
		$M_{Ed,yy}$	$M_{Ed,zz}$	$M_{Ed,yy}$	$M_{Ed,zz}$	$M_{Ed,yy}$	$M_{Ed,zz}$
3,0	47,2	328,2	203,2	360,0	240,1	8,8	15,4
4,0	62,9	358,3	267,6	450,3	308,1	20,4	13,2
5,0	78,7	423,3	296,5	532,9	371,3	20,6	20,1
6,0	94,4	497,4	342,0	654,2	464,4	24,0	26,3
7,0	110,1	591,1	408,8	818,6	578,0	27,8	29,3

Tutkittaessa hoikkuuden vaikutusta vinon taivutuksen tapauksessa tarkasteltiin viittä eri pilaria, joiden pituudet vaihtelivat kolmesta seitsemään metriin. Menetelmistä saadut mitoitusmomentit poikkesivat toisistaan sitä enemmän mitä suuremmaksi pilarin hoikkuuslukua kasvatettiin pilarin pituutta muuttamalla.

Suurimpaan poikkeamaan päädyttiin kun pilarin pituudeksi valittiin seitsemän metriä. Nyt hoikkuusluku oli 110,1 ja menetelmien välinen poikkeama Y-Y – akselin suhteen 27,3 % ja Z-Z – akselin suhteen 29,3 %. Pienimmän poikkeaman antoi pilari, jonka pituus oli kolme metriä. Nyt hoikkuusluku oli 47,2 ja poikkeama Y-Y – akselin suhteen 8,8 % ja Z-Z akselin suhteen 15,4 %. Tulosten perusteella voidaankin kysyä onko pilarien, joiden hoikkuusluku on suuri, mitoitus järkevää tehdä nimellisen jäykkyyden menetelmällä, koska se antaa paljon pienemmät mitoitusmomentit nimellisen kaarevuuden menetelmään verrattuna?

4.3 Monikerrospilari

Mitoitus suoritettiin kaksikerroksiselle monikerrospilarille, johon kohdistuu välipohjalta sekä yläpohjalta tulevat vaaka- ja pystykuormat. Mitoitusmalli luotiin samoin kuin edellä tarkastellussa vinon taivutuksen tapauksessa. Pilarin ominaisuudet ja ulkoiset kuormat määriteltiin mallitilassa, josta valmis malli tuotiin RC Design - tilaan. Vertailulaskelmat ja tarkempi tarkastelu tehtiin pilarille, jonka pituus oli seitsemän metriä. Ohjelman laskentaraportti on liitteenä 6 ja vertailulaskelmat liitteenä 7.

4.3.1 Nimellisen kaarevuuden menetelmä

Monikerrospilari mitoitettiin aluksi nimellisen kaarevuuden menetelmää käyttäen.

Taulukko 9. Nimellisen kaarevuuden menetelmällä suoritetun mitoituksen tulokset

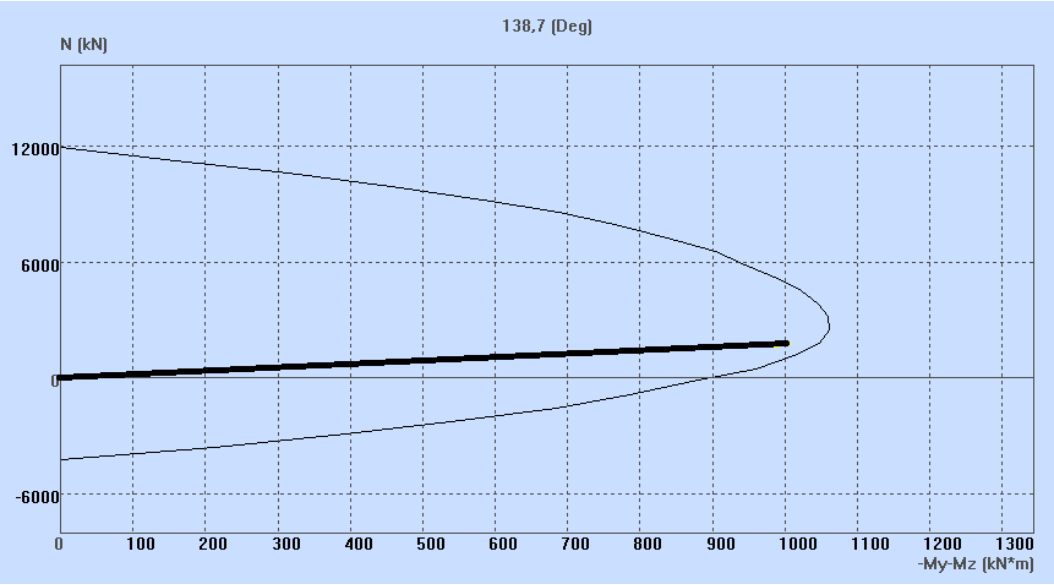
NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ					
		Y-SUUNTAAN		Z-SUUNTAAN	
	Yksikkö	VERTAILU	RSA	VERTAILU	RSA
λ_{lim}	[-]	34,5	34,5	34,5	34,5
α_h	[-]	0,76	0,76	0,76	0,76
α_m	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0
e_i	[mm]	-	-	28,8	28,8
K_r	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0
K_φ	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0
$1/r_0$	[1/m]	0,01	0,01	0,01	0,01
c	[-]	10	10	10	10
e_2	[mm]	230,7	230,6	230,7	230,6
M_{Ed}	[kNm]	757,4	757,1	664,8	664,5

RSA - ohjelman ja SKOL Eurocode - laskentapohjan 1.51 version välillä ei ilmennyt eroja. Vanha 1.50 versio antoi monikerrospilarille hoikkuusluvun λ = 83,7. Tämä vaikutti pilarin valintaan, koska molemmista laskennoista haluttiin hoikka pilari. Yllä esitetty taulukko 9. esittää laskelmapohjan 1.51 tuloksia.

Taulukko 10. Vinon taivutuksen aiheuttama käyttöaste nimellisen kaarevuuden menetelmällä

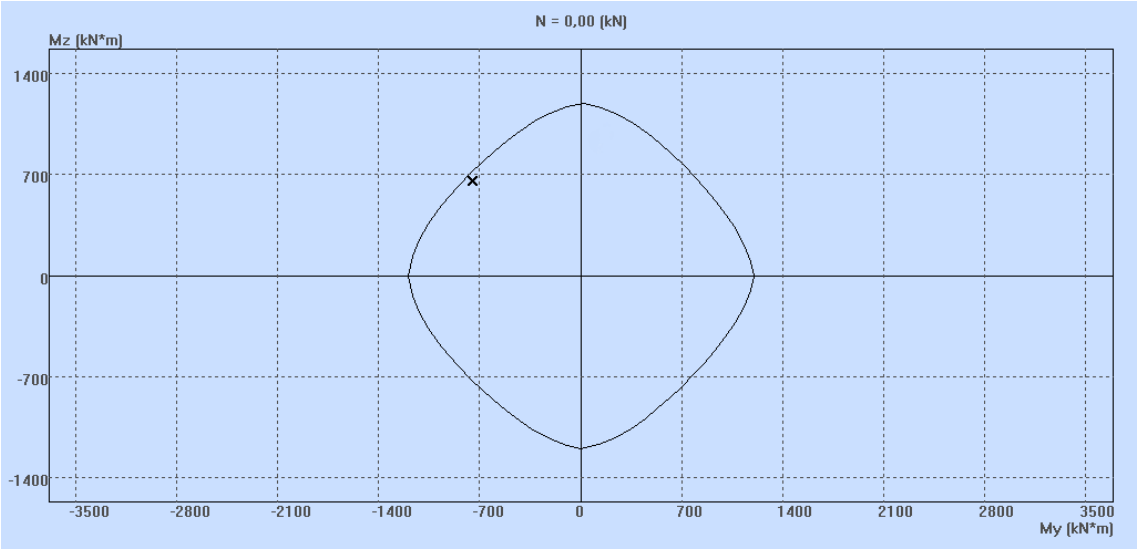
	VINO TAIVUTUS	
	NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ	
	MITOITUS YLEISELLÄ MENETELMÄLLÄ	MITOITUS YKSINKERTAISTETULLA MENETELMÄLLÄ
KÄYTTÖASTE	0,96	1,19
$A_{s,vaad}$	9425 mm^2	11683 mm^2

Kun vino taivutus lasketaan EN:n mukaisesti yleisellä menetelmällä, tarvittava pääraudoituksen poikkileikkauspinta-ala $A_{s,vaad}$ = 9425 $mm2$. Kun mitoitus suoritetaan yksinkertaistetulla menetelmällä $A_{s,vaad}$ = 11683 mm^2. Laskentamenetelmien väliseksi eroksi tulee näin ollen 2258 mm^2. Yleisellä menetelmällä laskettaessa päästään siis 19,3 % pienempään raudoitusalaan kuin yksinkertaistettua menetelmää käyttäen. Laskentaohjelmalla valittu raudoitus 20T25, jonka $A_{s,vaad}$ = 9827 mm^2 ei riittäisi pilarille mitoitettaessa yksinkertaistetulla menetelmällä.



Kuvio 25. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus pilariin nimellisen kaarevuuden menetelmällä vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Kuviosta 25 nähdään pilarin normaalivoiman N ja Y-Y - ja Z-Z - akselien suhteen olevien M_y - ja M_z - momenttien yhteisvaikutus pilarin kestävyyteen. Pilarin käyttöaste ylittyy jos N_{Ed} kasvaa arvosta 1755 kN arvoon 4756,1 kN. Myös normaalivoiman tarpeeksi suuresta laskusta seuraa käyttöasteen ylittyminen ja pilarin murtuminen.



Kuvio 26. Vinon taivutuksen aiheuttama rasitus pilariin kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Kuvio 26 esittää Y-Y - ja Z-Z - akselien suuntaisten momenttien yhteisvaikutuksen tarkasteltavaan pilariin. Rajattu alue osoittaa pilarin kestävyyden näiden momenttien suhteen.

Kuvio 27. Vino taivutus ja pilarin käyttöasteet kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Kuvio 27 kuvaa pilarin neutraaliakselin kiertymää ja puristetun sekä vedetyn poikkileikkauspinta-alan jakaumaa. Nimellisen kaarevuuden menetelmällä laskettaessa pilarin kestävyys puristavalle normaalivoimalle $N_{Rd} = 2{,}71 \cdot N_{Ed} = 2{,}71 \cdot 1755 = 4756\ kN$. Taivutusmomenttikestävyys $M_{Rd} = 1{,}04 \cdot M_{Ed}$. Tämä vastaa 96 % käyttöastetta.

4.3.2 Nimellisen jäykkyyden menetelmä

Laskenta suoritettiin myös nimellisen jäykkyyden menetelmällä

Taulukko 11. Nimellisen jäykkyyden menetelmällä suoritetun mitoituksen tulokset

NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ					
		Y-SUUNTAAN		Z-SUUNTAAN	
	Yksikkö	VERTAILU	RSA	VERTAILU	RSA
I_s	[mm^4]	310029912	311017673	310029912	311017673
I_c	[mm^4]	9430413333	9430413333	9430413333	9430413333
EI	[kNm^2]	84330,8	84528,8	84330,8	84528,8
N_b	[kN]	3574,2	3582,6	3574,2	3582,6
β	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00
M_{Ed}	[kNm]	691,5	691,0	509,8	509,4

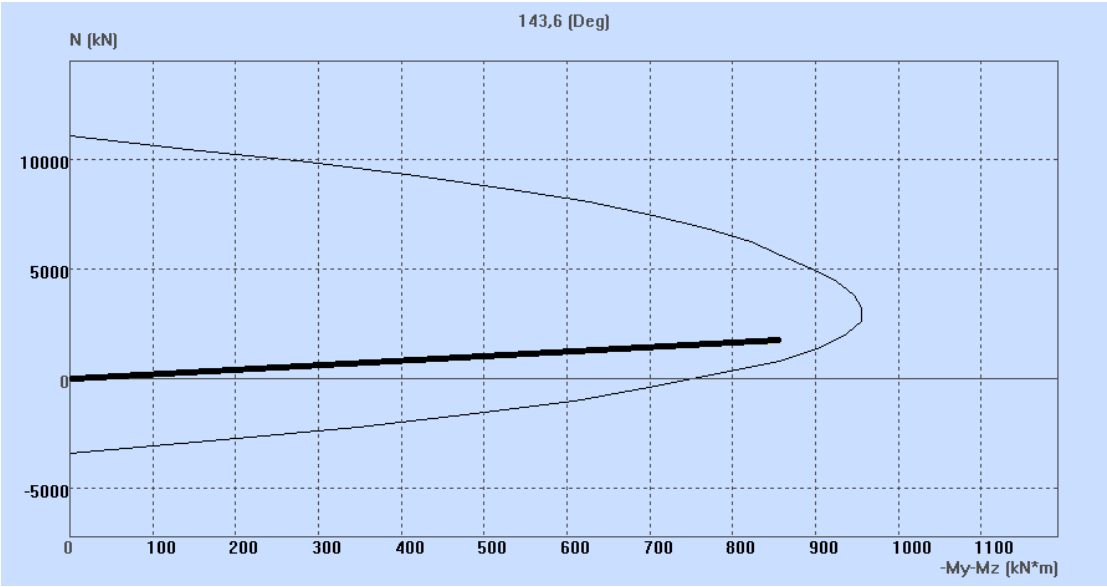
Vertailulaskelmissa ja ohjelman laskelmissa ilmeni eroja raudoituksen jäyhyysmomentissa I_s. Jäyhyysmomentin erot ovat pieniä ja selittyvät laskennassa käytettyjen raudoitustankojen välisten etäisyyksien eroista. Momenttijakauma on poikkeava välipohjan kuormien takia. Tästä syystä kaavan $\beta = \pi^2 / c$ kerrointa c ei voida määritellä ja β voidaan käyttää suoraan arvoa β = 1 kohdan 3.8.3 perusteella.

Taulukko 12. Vinon taivutuksen aiheuttama käyttöaste nimellisen jäykkyyden menetelmällä

	VINO TAIVUTUS	
	NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ	
	MITOITUS YLEISELLÄ MENETELMÄLLÄ	MITOITUS YKSINKERTAISTETULLA MENETELMÄLLÄ
KÄYTTÖASTE	0,95	1,08
$A_{s,vaad}$	7461 mm2	8482 mm2

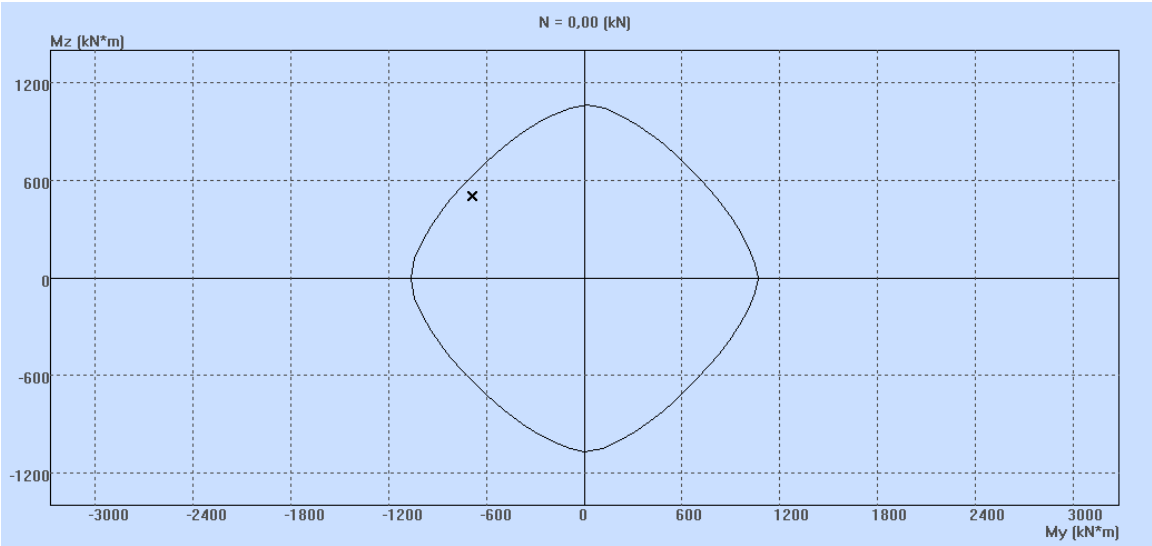
Vinon taivutuksen laskentamenetelmästä riippuen vaadittava pääraudoituksen poikkileikkausala vaihtelee 1021 mm^2. Yleisellä menetelmällä laskettu raudoitusala on 12 % pienempi kuin yksinkertaistetulla mitoituksella saatu. Valitun 16T25 pääraudoituksen

poikkileikkauspinta-ala A_s = 7854 mm^2, eikä se täytä vaatimuksia mitoitettaessa yksinkertaistettua menetelmää käyttäen.



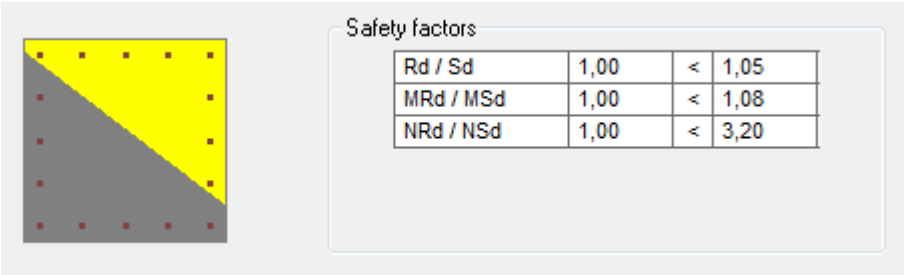
Kuvio 28. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus pilariin nimellisen kaarevuuden menetelmällä kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Kuviosta 28 nähdään normaalivoiman N ja momenttien M_y- ja M_z- vaikutus pilarin kestävyyteen. Pilarin puristuskestävyys vaikuttavilla momenteilla on N_{Rd} = 5616 kN. Kestävyys ylittyy myös normaalivoiman puristavan vaikutuksen laskiessa tietyn arvon alle.



Kuvio 29. Vinon taivutuksen aiheuttama rasitus pilariin kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Kuvio 29 vastaa muodoltaan kuviota 26. Kestävyysalueen sijainti kuitenkin poikkeaa kuvissa. Tämä johtuu siitä, että nimellisen jäykkyyden menetelmällä päädyttiin $16T25$ raudoitukseen kun nimellisen kaarevuuden menetelmässä raudoitus oli $20T25$.



Kuvio 30. Vino taivutus ja pilarin käyttöasteet kun vino taivutus lasketaan yleisellä menetelmällä

Kun toisen kertaluvun vaikutus lasketaan nimellisen jäykkyyden menetelmällä, saadaan teräsbetonipilarin normaalivoimakestävyydeksi N_{Rd} = 5616 kN. Tämä on 860 kN suurempi kuin nimellisen kaarevuuden menetelmällä laskettaessa. Näitä kestävyyksiä ei voi kuitenkaan suoraan verrata toisiinsa, koska menetelmissä on käytetty erilaista pääraudoitusta. Yleisellä menetelmällä laskettu taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo on M_{Rd} = 1,08 · M_{Ed}.

Taulukko 13. Hoikkuusluvun vaikutus yleisellä menetelmällä laskettuihin mitoitusmomentteihin

PITUUS [m]	λ	M_{Ed} NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄLLÄ [kNm]		M_{Ed} NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄLLÄ [kNm]		POIKKEAMA [%]	
		$M_{Ed,yy}$	$M_{Ed,zz}$	$M_{Ed,yy}$	$M_{Ed,zz}$	$M_{Ed,yy}$	$M_{Ed,zz}$
4,0	52,1	478,8	365,8	499,8	419,6	4,2	12,8
5,0	65,1	526,4	435,5	577,0	492,2	8,8	11,5
6,0	78,1	570,8	459,5	647,6	574,9	11,9	20,1
7,0	94,1	691,0	509,4	757,1	664,5	8,7	23,3
8,0	104,2	754,3	550,7	881,3	793,5	14,4	30,6
9,0	117,18	832,3	602,0	1029,8	930,4	19,2	35,3
10,0	130,2	937,6	666,4	1193,9	1088,2	21,5	38,8

Hoikkuusluvun muutoksen vaikutusta tutkittiin muuttamalla pilarin pituutta. Monikerrospilarin tapauksessa tutkittiin seitsemää pilaria, joiden pituudet vaihtelivat neljästä kymmeneen metriin taulukon 13 mukaisesti.

Kaikissa tapauksissa nimellisen kaarevuuden menetelmällä saatiin suuremmat mitoitusmomentit. Menetelmien välinen ero kasvoi sitä enemmän mitä suuremmaksi hoikkuusluku kasvoi. 4 metriä korkealla pilarilla, jonka hoikkuusluku oli 52,1 oli Y-Y akselin suhteen laskettu poikkeama momentissa $M_{Ed,yy}$ = 4,2 % ja momentissa $M_{Ed,zz}$ = 12,8 %. Tämä oli pienin poikkeama, joka vertailusta saatiin. Suurin poikkeama saatiin pilarilla, jonka pituus oli 10 metriä ja hoikkuusluku 130,2. Tällöin poikkeama momentissa $M_{Ed,yy}$ = 21,5 % ja momentissa $M_{Ed,zz}$ = 38,8 %. RIL 202 - 2011/By61 määrittelee hoikkuusluvun ylärajaksi $\lambda \leq 100$. Tämän perusteella 7 m korkea pilari olisi suurin mitä voitaisiin käyttää. Menetelmien väliset momenttipoikkeamat kyseisellä pilarilla ovat $M_{Ed,yy}$ = 8,7 % ja $M_{Ed,zz}$ = 23,3 %.

5 Yhteenveto

Tämän insinöörityön tarkoituksena oli kartoittaa mahdollisia ongelmia teräsbetonipilarin mitoituksessa RSA 2012 – ohjelmalla sekä helpottaa uusien käyttäjien siirtymistä ohjelman pariin. Teräsbetonipilarin mitoitus tehtiin molemmilla standardin EN1992-1-1 yksinkertaistetulla mitoitusmenetelmällä: nimellisen kaarevuuden menetelmällä ja nimellisen jäykkyyden menetelmällä.

Nimellisen kaarevuuden menetelmän ja nimellisen jäykkyyden menetelmän käytöstä huomattiin, että mitä suuremmaksi pilarin hoikkuusluku kasvoi, sitä suuremmaksi näiden yksinkertaistettujen toisen kertaluvun laskentamenetelmien erot kasvoivat. Kun tarkasteltiin pilaria, jota taivutetaan yhden akselin suhteen, ei poikkeama vielä ollut ratkaiseva, mutta vinon taivutuksen tapauksessa momenttierot ovat jo niin suuria, että mitoituksen tulokset olisi hyvä tarkistaa tapauskohtaisesti toisella ohjelmalla. Nimellisen kaarevuuden menetelmä antoi jokaisessa tarkastellussa tilanteessa suuremmat mitoitusmomentit ja sitä kautta päädyttiin suurempaan raudoituksen poikkileikkauspintaalaan. Tämän takia nimellisen kaarevuuden menetelmällä mitoittamista voidaan pitää turvallisempana vaihtoehtona.

Vertailulaskelmissa aluksi käytetty SKOL Eurocode – laskentapohja: B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari versio 1.50 antoi hoikkuuskriteerille liian suuria arvoja kun laskennan kohteena oli mastopilari. Tämän seurauksena toisen kertaluvun vaikutukset voivat jäädä pohjassa huomioimatta vaikka pilari todellisuudessa olisikin hoikka. Laskentapohjassa ollut virhe on kuitenkin korjattu versioon 1.51, jolla lopulliset vertailulaskelmat tehtiin. Käytettäessä kyseistä SKOL Eurocode – laskentapohjaa mitoituksessa tulee tarkistaa, että käytössä on korjattu 1.51 versio.

Vinoa taivutusta tarkasteltiin molemmilla standardin EN1992-1-1 menetelmillä. Yksinkertaistettu menetelmä antoi odotetusti jokaisessa tilanteessa suuremman vaadittavan pääraudoituksen poikkileikkauspinta-alan. Tarkastelluissa tapauksissa päästiin parhaimmillaan lähes 20 % pienempään raudoitusalaan huomioimalla vino taivutus yleisellä menetelmällä.

Teräsbetonipilarin mitoitus RSA – ohjelmalla käytiin lävitse liitteessä 1. Tähän työohjeeseen koottiin yleisimmät mitoituksessa huomioitavat asiat. Siinä selvitettiin myös rakenteen ja ympäristöolosuhteiden sekä kuormien määrittäminen. Työohje suunnattiin ensisijaisesti uusille käyttäjille. Sen tehtävänä on vähentää virheiden määrää mitoituksessa ja pienentää kynnystä siirtyä ohjelman pariin. Työohjetta on mahdollista päivittää jos ohjelmaan tulee oleellisia muutoksia uusien versioiden tai päivitysten kautta.

Tulevaisuudessa työn laajentaminen on mahdollista. RSA – ohjelmalla voidaan pilarien lisäksi laskea myös palkkien, anturoiden ja seinärakenteiden raudoituksia. Näiden mitoittaminen tapahtuu myös ohjelman RC Elements Design – osiossa. Edellä mainittujen rakenneosien mitoittamisesta voitaisiin tehdä vastaavanlainen selvitys ja työohje. Työhön voitaisiin ottaa mukaan myös Tekla Structures – ohjelma, jolla mallinnettu rakennus voidaan siirtää RSA – ohjelmaan. Ihanteellisessa tilanteessa valmis rakennuksen runko voitaisiin tuoda suoraan Teklasta RSA – ohjelmaan. Nyt tarvitsisi määrittää vain kuormat ja suorittaa mitoittaminen, koska kaikki rakenteen ominaisuudet olisi jo valmiiksi määritelty. Pilarien mitoituksessa tutkittiin hoikkuusluvun vaikutusta menetelmien välisiin eroihin. Työtä voitaisiinkin laajentaa selvittämällä virumanluvun suuruuden vaikutusta menetelmien antamiin mitoitusmomentteihin ja näiden eroihin.

Teräsbetonipilarin mitoittaminen RSA – ohjelmalla oli nopeaa ja selkeää. Ohjelman tulokset vastasivat vertailulaskelmia tai ne olivat varmalla puolella näihin nähden. Suurin

tutkimuksessa noussut kysymys oli mitoitusmenetelmien väliset erot. Varsinkin vinosti taivutetuissa pilareissa, joiden hoikkuusluku oli suuri, saatiin menetelmästä riippuen hyvin erilaisia mitoitusmomentteja. Tämä ei selity laskentamallin virheillä, koska vertailulaskelmat antoivat vastaavia tuloksia.

Mitoituksessa on suositeltavaa käyttää nimellisen kaarevuuden menetelmää toisen kertaluvun laskennassa. SKOL Eurocode - laskentapohja: B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari sekä RIL 202-2011/By61 Betonirakenteiden suunnitteluohje käyttävät kyseistä menetelmää ja RSA - ohjelman antamien tulosten suuruusluokka on helppo tarkastaa näiden kahden avulla. Tarkastuksessa tulee kuitenkin huomioida, että laskentapohja käyttää yksinkertaistettua menetelmää vinon taivutuksen ja pilarin käyttöasteen laskentaan. Ohjelmalla laskettaessa kannattaa käyttää yleistä menetelmää jos vain mahdollista. Näin saadaan optimoitua tarvittava raudoitusmäärä ja vältytään ylimääräiseltä varmuudelta. Liitteenä 1 olevan työohjeen avulla pystytään suorittamaan oikeaoppinen teräsbetonipilarin mitoitus, jossa huomioidaan kaikki yllä esitetyt laskennan kannalta oleelliset asiat.

Lähteet

1 Suomen Betoniyhdistys r. y. helmikuu 2009
By60 Suunnitteluohje EC2 osat 1-1 ja 1-2. 4. korjattu painos

2 Betoniteollisuus
Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 5. Pilarit
www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23185/Leaflet_5_Pilarit.pdf
Verkkodokumentti. luettu 22.1.2012

3 Suomen Standardisoimisliitto SFS vahvistettu 2005-05-30
SFS-EN 1992-1-1+AC Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu.
Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

4 Lähteenmäki Matti. Elementtimenetelmän perusteet 1.1.
home.tamk.fi/~mlahteen/arkistot/elpe_pdf/johdanto.pdf
Verkkodokumentti. luettu 13.1.2012

5 Suomen betoniyhdistys ry. Gummerus Kirjapaino Oy Jyväskylässä 1995
By203 Betonirakenteiden perusteiden oppikirja, 4.painos

6 Jykyri Pekka. 29.10.2009. Teräsbetonipilarin laskenta EC2 mukaan
http://www.tekniikka.oamk.fi/~pekkany/opiskelijat/Betrak1/Laskuprosessi_tb-pilari.pdf Verkkodokumentti. luettu 17.1.2012

7 Suomen Betoniyhdistys ry, Gummerus Oy Jyväskylässä 1986,
By202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1

8 Westerberg Bo, 2002. Second order effect. Background to chapters 5.8, 5.9 and Annex H in EN 1992-1-1
http://www.sis.se/upload/632974579854363532.pdf Verkkodokumentti. luettu 5.3.2012

9 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Suomen Betoniyhdistys ry. 2011, RIL 202-2011/By61 Betonirakenteiden suunnitteluohje

10 By201 Betonitekniikan oppikirja 2004, viides, uudistettu painos, lisäpainos Gummerus kirjapaino Oy, Jyväskylässä 2007

11 Suomen Betoniyhdistys ry ja Matti V. Leskelä , By210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 2005, Libris Oy, Helsinki 2006

12 Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Suomen Betoniyhdistys ry
BY 61 Betonirakenteiden suunnitteluohje, 2011

1 Johdanto

Tässä työohjeessa käydään lävitse teräsbetonipilarin mitoitus ja raudoitus Robot Structural Analysis Professional 2012 – ohjelmalla.

Työohje on tehty opinnäytetyön ”Teräsbetonipilarin EN:n mukainen mitoitus Robot Structural Analysis Professional 2012 - ohjelmalla” yhteydessä keväällä 2012.

2 Pilarin mallintaminen

Rakenneosa voidaan tuoda suoraan valmiista rakennemallista, jolloin saadaan kuormat sekä rakennemalliin määritellyt rakenneosan ominaisuudet valmiina.

Toinen vaihtoehto on luoda uusi rakenneosa ja määritellä sen ominaisuudet ja kuormat erikseen. Alla perehdytään molempiin menetelmiin.

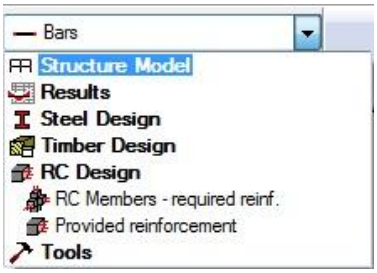
2.1 Työskentely-ympäristö

Työskentely-ympäristön valinta riippuu siitä, saadaanko rakenneosa ja siihen kohdistuvat kuormat valmiista mallista vai tehdäänkö täysin uusi pilari, jolle määritellään kuormat ja ominaisuudet käsin. Valmista mallia käytettäessä pilarin tietoja voidaan tarvittaessa muuttaa.

2.1.1 Rakenneosa valmiista mallista

Kun mitoitettava pilari tuodaan valmiista FEM – mallista, saadaan pilarin voimat, kuormitustapaukset, poikkileikkaus, pituus, liittyminen muihin rakenteisiin ja nurjahduspituus valmiina.

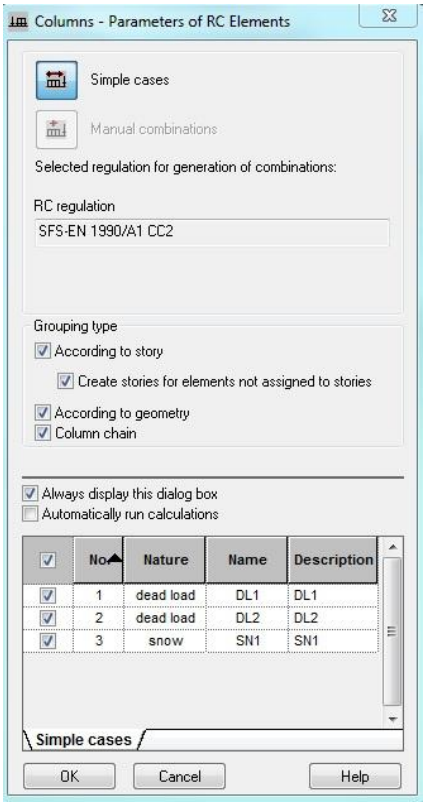
Kun valmis rakennemalli on auki, valitse työkalurivin valikosta *RC Design -> Provided reinforcement*

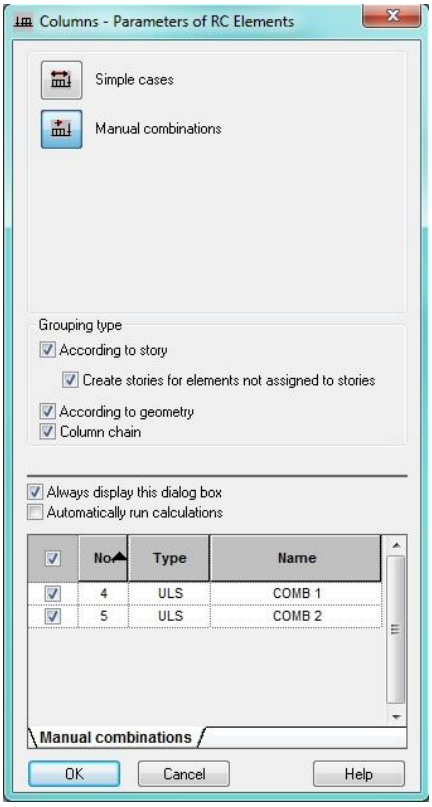


Avautuvasta ikkunasta valitse raudoitettava rakenneosa ja paina oikealta sivupalkista  tai työkaluriviltä *Design -> Provided Reinforcement of RC Element.*

Columns – Parameters of RC Elements ikkuna avautuu, josta valitaan mitoituksessa käytettävät kuormitusyhdistelmät (*Simple cases / Manual combinations*).

Column Chain tulee valita, mikäli pilareita sijaitsee päällekkäin niin, että alemman pilarin yläpään node on ylemmän pilarin alapään node.

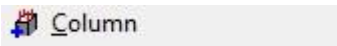


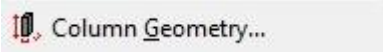


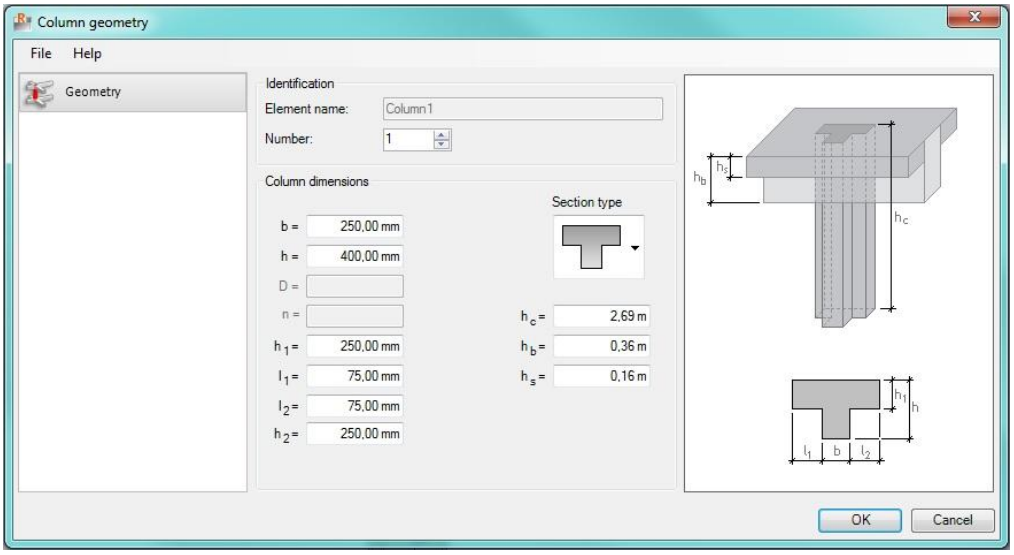
2.1.2 Ympäristö uuden pilarin määritykseen

Jos pilari luodaan RC Elements Design tilassa, joudutaan pilarin voimat ja muut vastaavat tiedot syöttämään käsin.

Ohjelman avautuessa ensimmäisenä pitää valita työympäristö. Valitse *New project -> More... -> RC Elements Design* 

Valitse seuraavaksi ylävalikosta *RC Element -> New -> Column* 

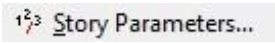
Valitse seuraavaksi ylävalikosta *RC Element -> Column geometry...* 

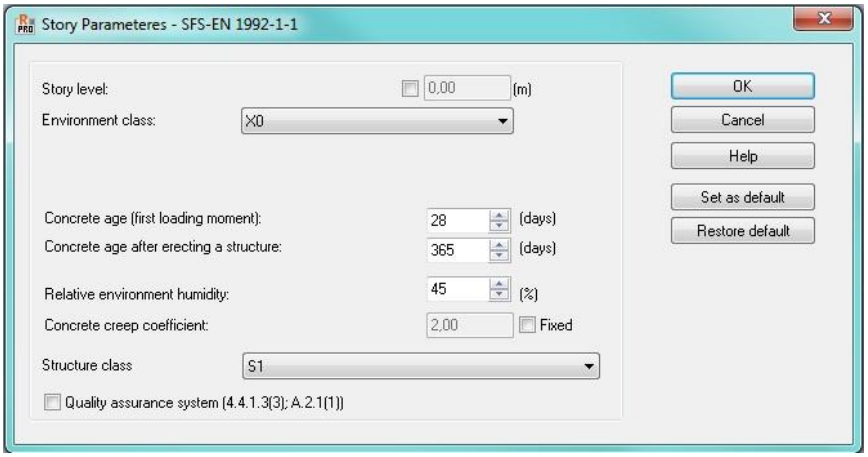


Column dimensions kohdasta määritetään pilarin poikkileikkausmitat

Section type kohdasta määritellään pilarin poikkileikkausmuoto ja yläpuolisen rakenteen mitat (palkki / laatta).

2.2 Ympäristöolosuhteiden määritteleminen

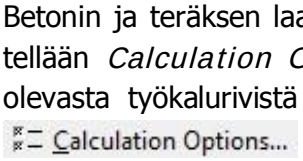
Ympäristöolosuhteet määritellään työkalurivin *Analysis -> Story Parameters...* kohdasta 

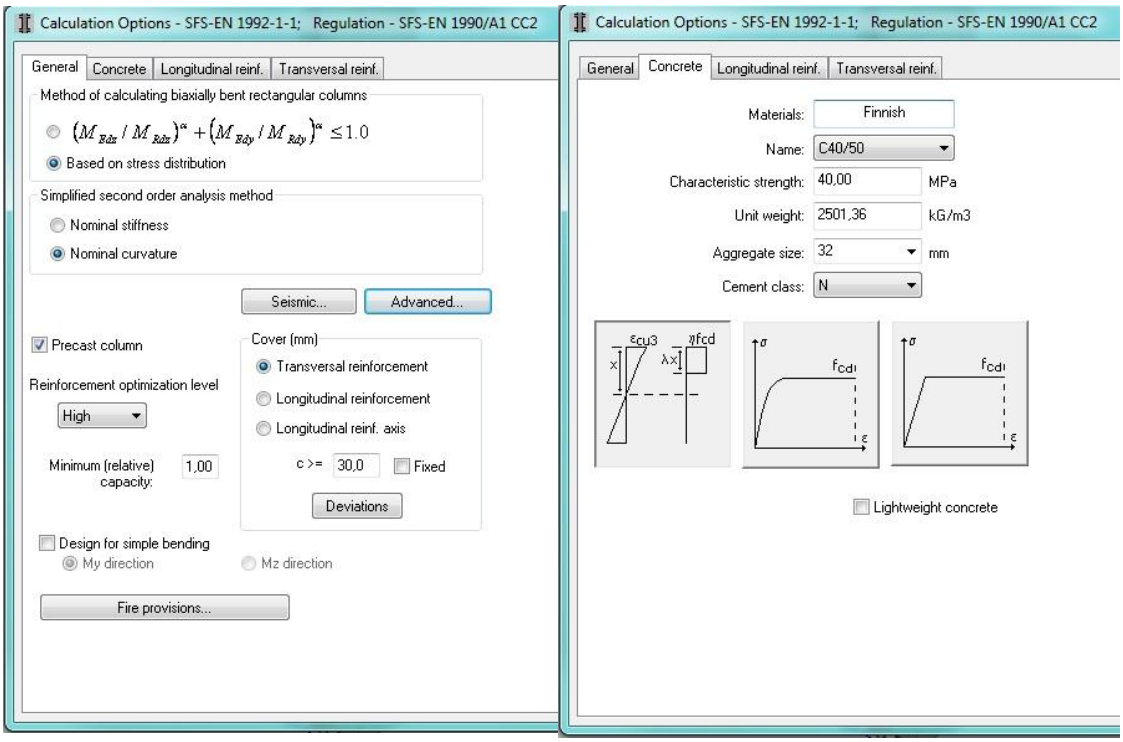


Määritettäviä kohtia ovat mm. rasitusluokka ja ympäristön suhteellinen kosteus. Myös virumaluku voidaan pakottaa tiettyyn arvoon Concrete Creep Coefficient kohdasta. Jos Quality assurance system valitaan, ei suojabetonipeitteen sallittua mittapoikkeamaa (Δc_{dev}) huomioida.

2.3 Laskenta-asetukset ja materiaalit

Betonin ja teräksen laadut sekä mitoituksessa käytettävät laskentamenetelmät määritellään *Calculation Options* ikkunan avulla. *Calculation Options* löytyy oikealla olevasta työkalurivistä tai yläpalkin valikosta *Analysis -> Calculation Options...*





Method of calculating biaxially bent rectangular columns määrittää lasketaanko vino taivutus EN:n mukaan yksinkertaistetulla vai yleisellä menetelmällä.

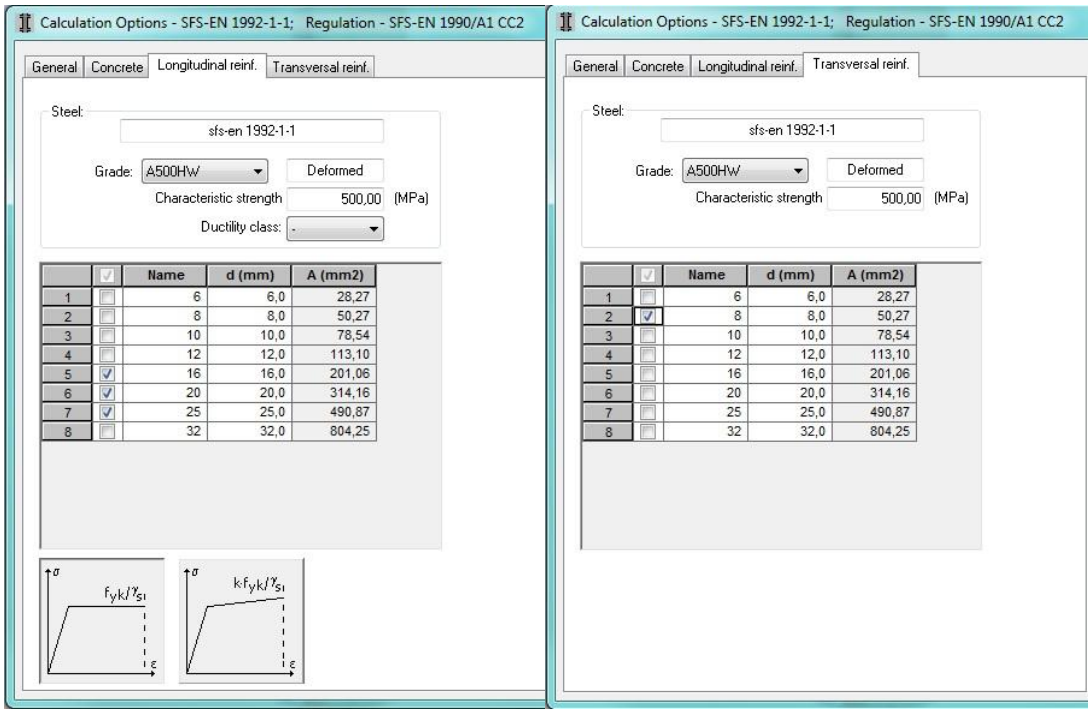
Simplified second order analysis method määrää toisen kertaluvun yksinkertaistetun laskentatavan (nimellisen jäykkyyden menetelmä / nimellisen kaarevuuden menetelmä).

Fire provisions kohdasta määritellään rakenteen paloluokka ja sen laskentamenetelmä.

Cover kohdasta muutetaan suojabetonikerroksen paksuutta ja *Deviations* kohdasta suojabetonin sallittua mittapoikkeamaa.

Design for simple bending yksinkertainen analyysi, jossa taivutus huomioidaan vain toisen akselin suhteen.

Concrete välilehteen määritetään betonin ominaisuudet. *Aggregate size* tarkoittaa kiviaineksen suurinta raekokoa. Tarvittaessa myös betonin materiaalimalli voidaan muuttaa.

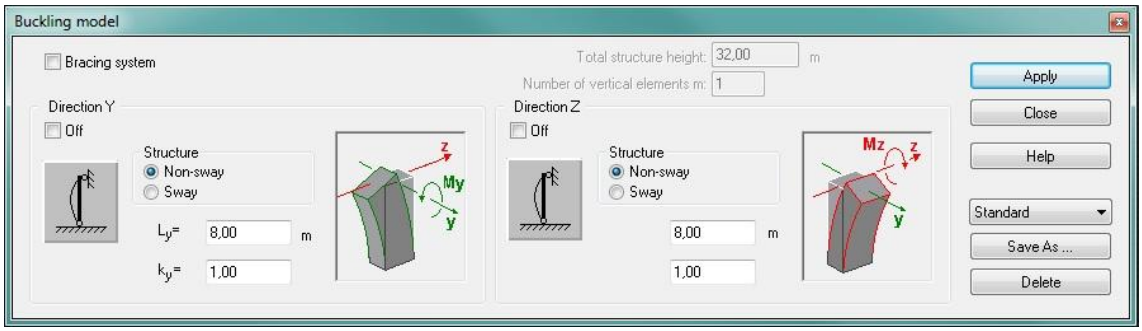


Longitudinal reinforcement kohdasta määritetään pääraudoituksena käytettävien raudoitetankojen sallitut tankokoot, teräsluokka sekä teräksen materiaalimalli.

Transversal reinforcement kohdasta määritetään vastaavat asetukset poikittaisille raudoille.

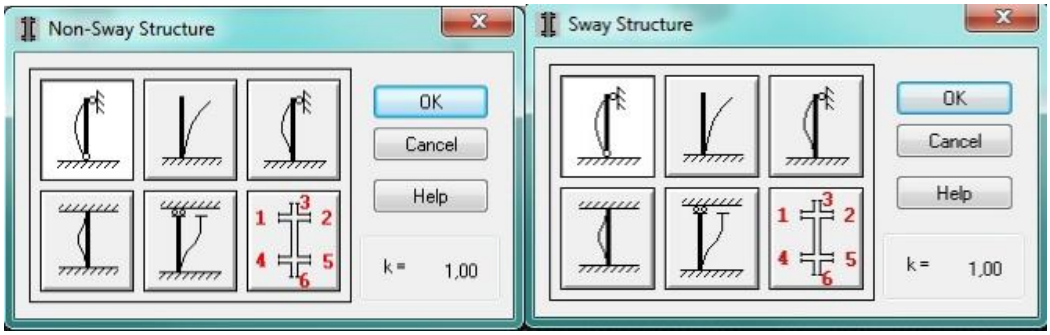
2.4 Nurjahduspituuden määritys

Nurjahduspituus määritellään erikseen y- ja z-suuntaan. Valitse sivupalkista tai työkaluriviltä *RC Elements -> Buckling length...* 



Bracing system tarkoittaa jäykistysjärjestelmää. Sen ollessa kyseessä pitää määritellä rakennuksen kokonaiskorkeus sekä vertikaalisten elementtien lukumäärä.

Pilarin nurjahdusmuoto ja pilarin yläpään tuentatapa voidaan valita painamalla pilarin staattista mallia kuvaavaa ikonia.

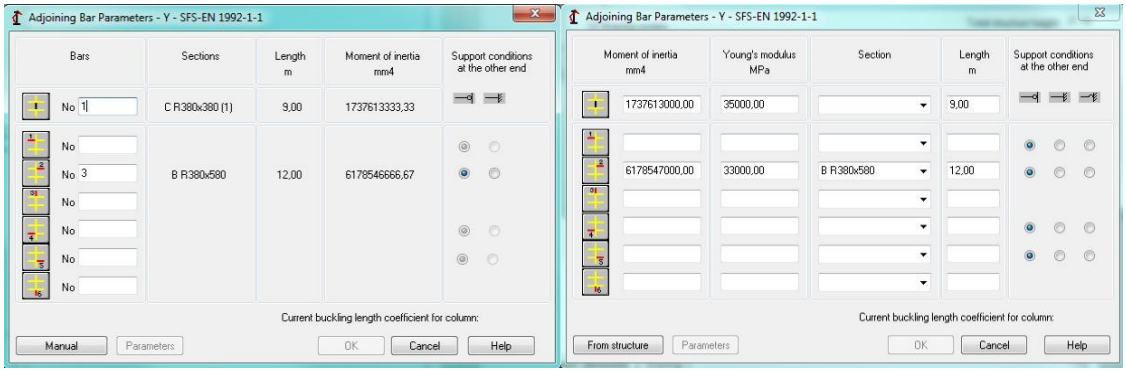


Non-Sway structure = Sivusiirtymätön rakenne. Rakenne, jonka sivuttainen siirtymä estetään rakennuksen jäykistyksellä tai rakenneosan omalla jäykkyydellä.

Sway Structure = Sivusiirtyvä rakenne. Rakenne, jonka sivuttainen siirtymä ei ole estetty rakennuksen jäykistyksellä tai rakenneosan omalla jäykkyydellä.

Rakenneosaan liittyvät muut rakenteet voidaan määritellä yksitellen *Adjoining Bar parameters* kohdasta 

Määrittäminen voidaan tehdä suoraan mallista sauvan numeron perusteella (kuva vasemmalla). Toinen vaihtoehto on manuaalisesti määritellä jokainen liittyvä sauva ja sen ominaisuudet (kuva oikealla).

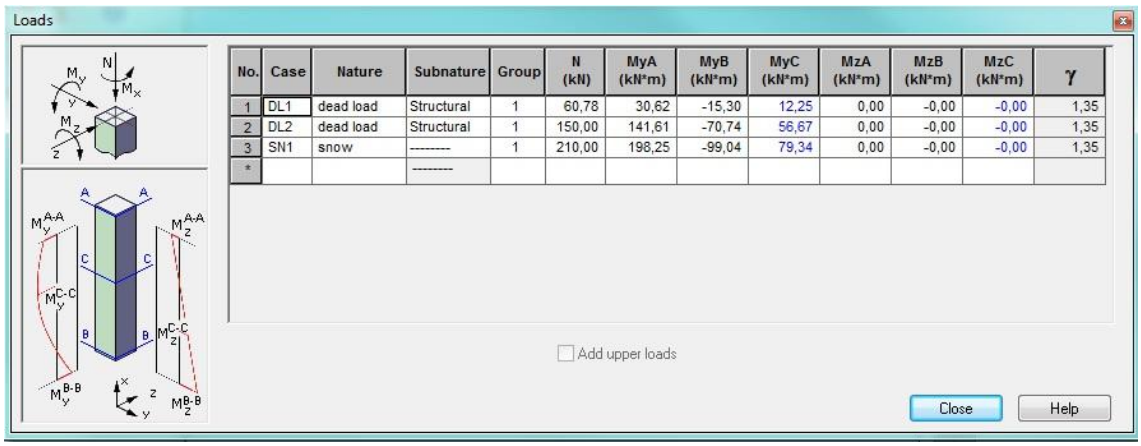


3 Kuormat

Pilarin kuormat voidaan syöttää taulukkomuodossa, jos niitä ei tuoda suoraan laskentamallista. Valitse työkaluriviltä *RC Element -> Loads...* 

N	Pilaria kuormittava normaalivoima	[kN]
M_yA, M_zA	Pilarin yläpään momentti	[kNm]
M_yB, M_zB	Pilarin alapään momentti	[kNm]
M_yC, M_zC	Pilarin keskikohdan momentti	[kNm]

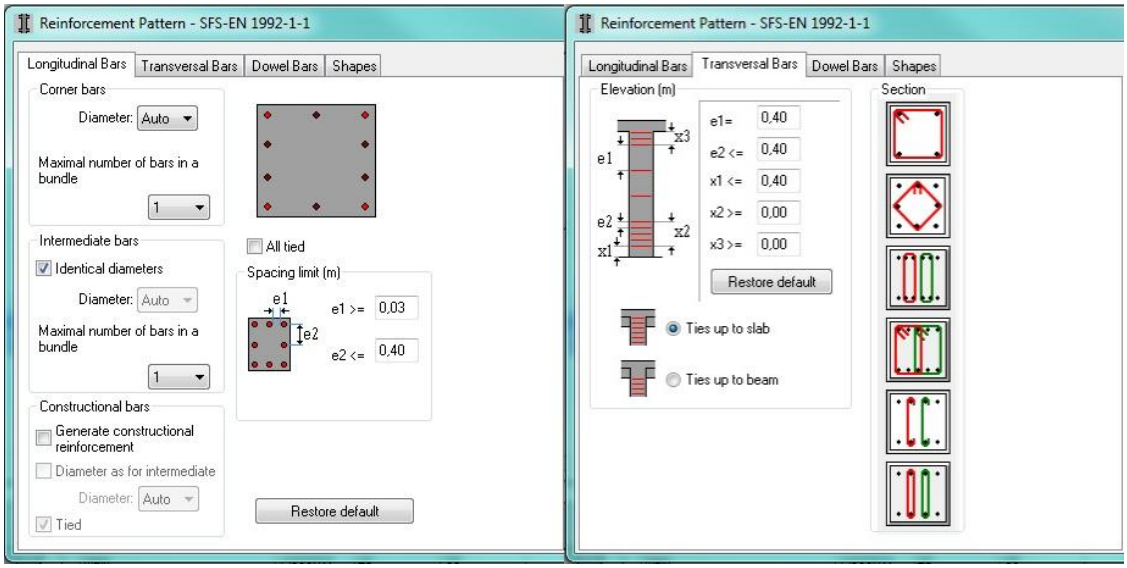
Tarkista *Loads* taulukosta, että kuormien osavarmuusluvut (γ) vastaavat laskennassa käytettävän standardin arvoja.



No.	Case	Nature	Subnature	Group	N (kN)	MyA (kN*m)	MyB (kN*m)	MyC (kN*m)	MzA (kN*m)	MzB (kN*m)	MzC (kN*m)	γ
1	DL1	dead load	Structural	1	60,78	30,62	-15,30	12,25	0,00	-0,00	-0,00	1,35
2	DL2	dead load	Structural	1	150,00	141,61	-70,74	56,67	0,00	-0,00	-0,00	1,35
3	SN1	snow	--------	1	210,00	198,25	-99,04	79,34	0,00	-0,00	-0,00	1,35
*			--------									

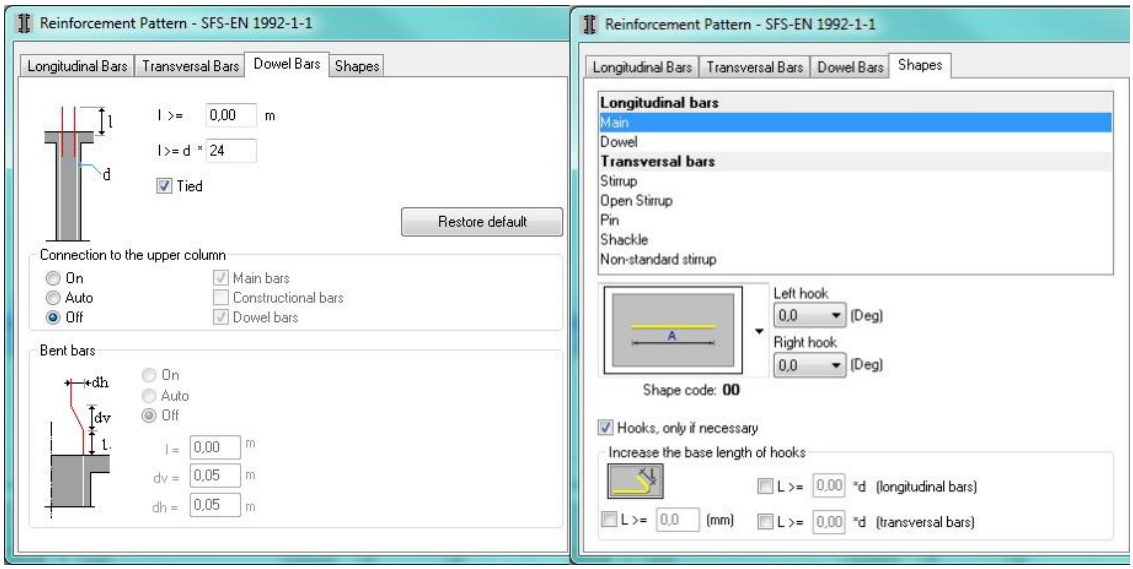
4 Raudoituksen määritys

Raudoitukseen liittyvät asetukset määritellään oikeanpuoleisesta työkalurivistä tai valikkorivin kohdasta *Analysis -> Reinforcement pattern...* 



Longitudinal bars välilehdestä voidaan määrittää raudoitenippujen rautojen lukumäärä sekä pakottaa rautojen halkaisija haluttuun kokoon. Lisäksi voidaan määrittää minimi- ja maksimietäisyydet pääraudoituksen välillä.

Transversal bars välilehdestä määritellään poikittaisrautojen sijainnit pilarin pystysuunnassa, poikittaisrautojen sidontatapa sekä pilarin muoto.



Dowel Bars välilehdestä määritetään liitosrautojen pituus ja sidonta, yläpuoliseen pilariin tehtävän liitoksen ominaisuudet sekä liitosrautojen taivutukset.

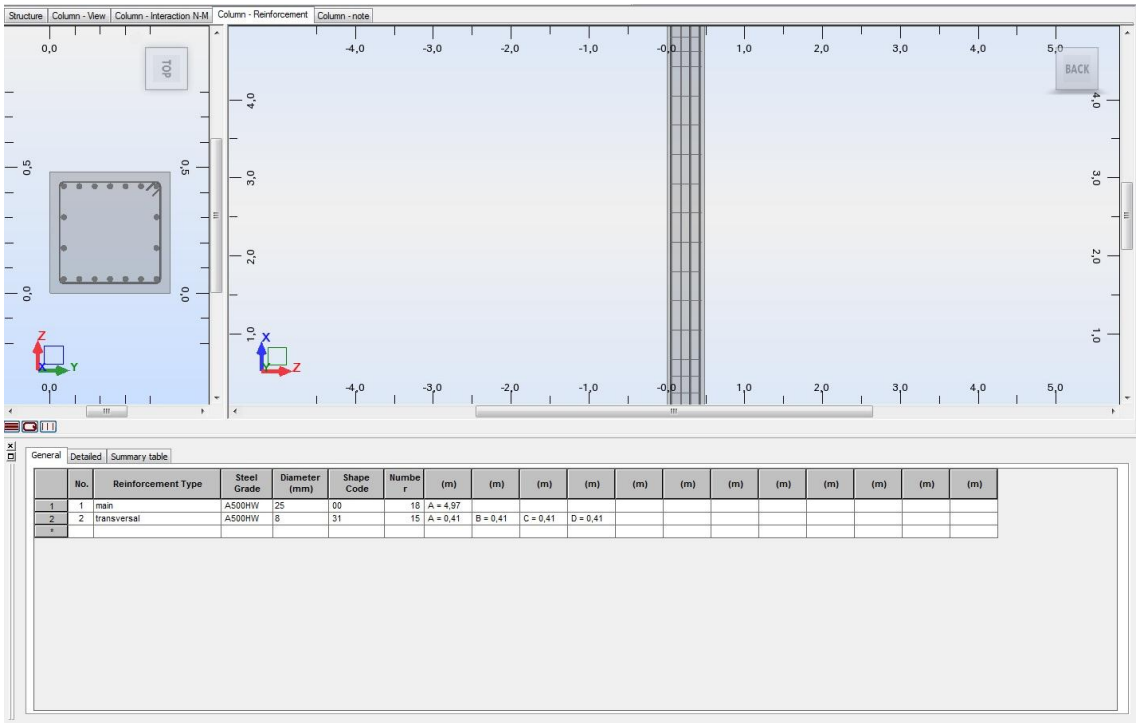
Shapes välilehdestä voidaan määritellä eri raudoitetyypeille päiden taivutuksien ominaisuudet sekä tulevatko taivutukset vain tarvittaessa.

5 Laskenta

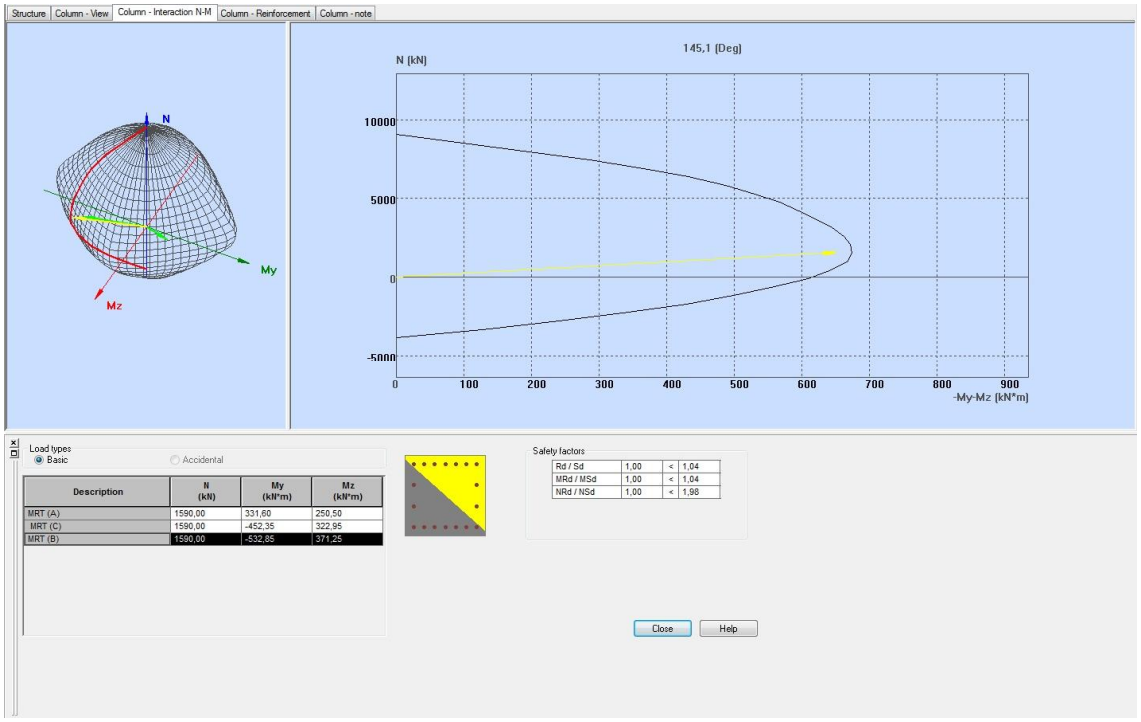
Pilarin, raudoituksen ja kuormien määrittelyn jälkeen voidaan suorittaa laskenta. Tämä tehdään työkaluriviltä *Analysis -> Calculations...* Calculations... kohdasta tai yläpalkin kuvakkeesta

6 Tulokset ja niiden tarkastelu

Laskennan jälkeen ohjelma määrittää pilarille sopivan raudoituksen.



Column reinforcement välilehdestä nähdään ohjelman määrittämä raudoitus. Välilehdellä olevasta taulukosta voidaan haluttujen raudoitteiden ominaisuuksia muokata.



Column Interaction N-M välilehdestä päästään tarkastelemaan eri kuormitusyhdistelmiä sekä pilarin yhteisvaikutusdiagrammeja ja käyttöasteita. Hiiren oikealla painikkeella voidaan valita määräävä kuormitusyhdistelmä (*Governing Case*) tai tarkasteltavat rasitukset:

- *N-M interaction diagram* näyttää normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammin.

- *M_y-M_z interaction diagram* näyttää M_y ja M_z suuntaisten momenttien vuorovaikutuskäyrän.

1-SUUNTAAN TAIVUTETTU TERÄSBETONIPILARI

LASKELMAT ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2012 - OHJELMALLA

Sisällysluettelo:

1-SUUNTAAN TAIVUTETTU TERÄSBETONIPILARI

NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ
L=7,0m

1 Level:

- Name :
- Reference level : ---
- Concrete creep coefficient : φ_p = 1,38
- cement class : N
- Environment class : XC3
- Structure class : S1

2 Column: Taivutus 1-suuntaan Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C40/50 f_{ck} = 40,00 (MPa)
  Unit weight : 2501,36 (kG/m3)
  Aggregate size : 32,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)
  Ductility class : -
- Transversal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1	Rectangular	480,0 x 480,0 (mm)
2.2.2	Height: L	= 7,00 (m)
2.2.3	Slab thickness	= 0,00 (m)
2.2.4	Beam height	= 0,00 (m)
2.2.5	Cover	= 30,0 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- Ties : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day
- Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
DSGN1	design	1	1,00	785,00	55,00	280,00	0,00	0,00

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Safety factors Rd/Ed = 1,19 > 1.0

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: DSGN1 (B)
Internal forces:
Nsd = 785,00 (kN) Msdy = 280,00 (kN*m) Msdz = 0,00 (kN*m)
Design forces:
Lower node
N = 785,00 (kN) N*etotz = 559,65 (kN*m) N*etoty= 0,00 (kN*m)

Eccentricity:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
Static	eEd:	356,7 (mm)	0,0 (mm)
Imperfection	ei:	28,8 (mm)	0,0 (mm)
II order	e2:	327,4 (mm)	0,0 (mm)
Minimal	emin:	20,0 (mm)	0,0 (mm)
Total	etot:	712,9 (mm)	0,0 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
7,00	15,26	110,13	39,83	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

M2 = 280,00 (kN*m) M1 = 55,00 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = 280,00 (kN*m)
ea = θ1*lo/2 = 28,8 (mm)
θ1 = θo * αh * αm = 0,00
θo = 0,01
αh = 0,76
αm = (0,5(1+1/m))^0.5 = 1,00
m = 1,00
Method based on nominal curvature
M2 = N * e2 = 257,01 (kN*m)
e2 = lo^2 / c * (1/r) = 327,4 (mm)
c = 8,00
(1/r) = Kr*Kϕ*(1/r0) = 0,01
Kr = 1,00
Kϕ = 1 + β*φef = 1,00
β = 0.35+fck/200-λ/150 = -0,18
φef = 1,38
1/r0 =(fyd/Es)/(0.45*d) = 0,01
d = 429,5 (mm) (5.35)
Es = 200000,00 (MPa)
fyd = 434,78 (MPa)
MEdmin = 15,70 (kN*m)
MEd = max(MEdmin,M0Ed + M2) = 559,65 (kN*m)

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area Asr = 5890,49 (mm2)
Ratio: ρ = 2,56 %

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

- 12 ϕ25 l = 6,97 (m)

Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups:	21 ϕ8	l = 1,75 (m)
pins	21 ϕ8	l = 1,75 (m)

3 Material survey:

- Concrete volume = 1,61 (m3)
- Formwork = 13,44 (m2)

- Steel A500HW
  - Total weight = 336,92 (kG)
  - Density = 208,91 (kG/m3)
  - Average diameter = 19,8 (mm)
  - Reinforcement survey:

Diameter	Length (m)	Weight (kG)	Number (No.)	Total weight (kG)
8	1,75	0,69	21	14,52
25	6,97	26,87	12	322,41

1-SUUNTAAN TAIVUTETTU TERÄSBETONIPILARI

NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ
L=7,0m

1 Level:

- Name :
- Reference level : ---
- Concrete creep coefficient : φ_p = 1,38
- cement class : N
- Environment class : XC3
- Structure class : S1

2 Column: Taivutus 1-suuntaan Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C40/50 f_{ck} = 40,00 (MPa)
  Unit weight : 2501,36 (kG/m3)
  Aggregate size : 32,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)
  Ductility class : -
- Transversal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1	Rectangular	480,0 x 480,0 (mm)
2.2.2	Height: L	= 7,00 (m)
2.2.3	Slab thickness	= 0,00 (m)
2.2.4	Beam height	= 0,00 (m)
2.2.5	Cover	= 30,0 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- Ties : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day
- Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
DSGN1	design	1	1,00	785,00	55,00	280,00	0,00	0,00

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Safety factors Rd/Ed = 1,15 > 1.0

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: DSGN1 (B)
Internal forces:
Nsd = 785,00 (kN) Msdy = 280,00 (kN*m) Msdz = 0,00 (kN*m)
Design forces:
Lower node
N = 785,00 (kN) N*etotz = 523,93 (kN*m) N*etoty= 0,00 (kN*m)

Eccentricity:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
Static	eEd:	356,7 (mm)	0,0 (mm)
Imperfection	ei:	28,8 (mm)	0,0 (mm)
Initial	e0:	385,5 (mm)	0,0 (mm)
Minimal	emin:	20,0 (mm)	0,0 (mm)
Total	etot:	667,4 (mm)	0,0 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
7,00	15,26	110,13	39,83	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

M2 = 280,00 (kN*m) M1 = 55,00 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = 280,00 (kN*m)
ea = θ1*lo/2 = 28,8 (mm)
θ1 = θo * αh * αm = 0,00
θo = 0,01
αh = 0,76
αm = (0,5(1+1/m))^0.5 = 1,00
m = 1,00
Method based on nominal stiffness

$$\left[1+\frac{\beta}{\left(N_B/N\right)-1}\right] = 1{,}73$$

β = 1,23
Nb = (π^2 * EJ)/ lo^2 = 2109,45 (kN)
EJ = Kc*Ecd*Jc+Ks*Es*Js = 49771,34 (kN*m2)
φef = 1,38
Jc = 4423680000,0 (mm4)
Js = 211528833,0 (mm4)
Kc = 0,06 ()
Ks = 1,00 ()
MEdmin = 15,70 (kN*m)

$$M_{Ed} = \max\left\{M_{Ed\min};\left[1+\frac{\beta}{\left(N_B/N\right)-1}\right]M_{0Ed}\right\} = 523{,}93 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area	Asr = 5890,49 (mm2)
Ratio:	ρ = 2,56 %

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

- 12 ϕ25 l = 6,97 (m)

Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups:	21 ϕ8	l = 1,75 (m)
pins	21 ϕ8	l = 1,75 (m)

3 Material survey:

- Concrete volume = 1,61 (m3)
- Formwork = 13,44 (m2)

- Steel A500HW
  - Total weight = 336,92 (kG)
  - Density = 208,91 (kG/m3)
  - Average diameter = 19,8 (mm)
  - Reinforcement survey:

Diameter	Length (m)	Weight (kG)	Number (No.)	Total weight (kG)
8	1,75	0,69	21	14,52
25	6,97	26,87	12	322,41

1-SUUNTAAN TAIVUTETTU TERÄSBETONIPILARI

VERTAILULASKELMAT

NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ
NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ

Sisällysluettelo:

1-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

nurjahduspituus

$$l_0 = l \cdot \max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)\right\}$$

$k_1 =$ yläpään kiertymäjoustavuuden suhteellinen arvo

$k_2 =$ alapään kiertymäjoustavuuden suhteellinen arvo

$k_1 = 0{,}1$

$k_2 = \infty$

$l = 7000\ mm$

$$l_0 = 7000\ mm \cdot \max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{0{,}1 \cdot \infty}{0{,}1 + \infty}}; \left(1 + \frac{0{,}1}{1 + 0{,}1}\right) \cdot \left(1 + \frac{\infty}{1 + \infty}\right)\right\}$$

$$l_0 = 7000\ mm \cdot \max\{1{,}41; 2{,}18\}$$

$$\boldsymbol{l_0 = 15260mm}$$

Vertailulaskelmat on laskettu ”Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari – laskentapohjalla”. Vertailtaessa näitä RSA – laskelmiin tarvitsee huomioida vain tarkastelu Y-Y akselin ympäri. Tarkastelu Z-Z akselin ympäri voidaan jättää kokonaan huomiotta.

FMC GROUP

Finnmap Consulting Oy, Ratamestarinkatu 7a, 00521 HELSINKI

Rakennelaskelma, lähtötiedot

Tekijä: PMA | Sivu: 1 (2)

Päiväys: 16.4.2012

Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:
Insinöörityö		1-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Versio 1.51

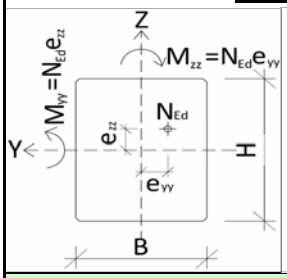
Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011

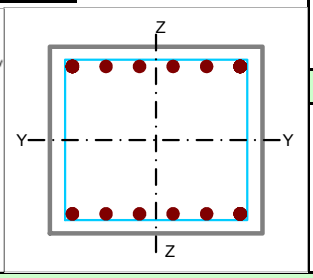
Olosuhdetekijät:

Rasitusluokka =	XC3	Kohtalaisen kostea
Suun. käyttöikä =	50 vuotta	
RH =	50 %	#N/A
t_0 =	28	d
t =	3650	d

Materiaalit:

Rakenneluokka =	2	
Betoni =	C40/50	
Betoniteräs f_{yk} =	500	MPa





Poikkileikkauksen mitat:

Korkeus, H =	480	mm
Leveys , B =	480	mm

Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:

Pilarin pituus, L =	7000	mm
μ_{yy} =	2,18	Nurjahduskerroin, Y-Y
μ_{zz} =	0,00	Nurjahduskerroin, Z-Z

Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:

Betonipeite, c =	30	mm
Δc_{dev} =	10	mm
Max raekoko, d_g =	32	mm

Raudoitus:

$Ø_{main}$ =	25	mm
teräsriv. h sivulla =	2	$=n_h$
teräsriv. b sivulla =	6	$=n_b$
$Ø_{Haat}$ =	8	mm
s =	350	mm

Tarkistukset, Tulokset ja Maksimikäyttöasteet:

A_s =	5890,5	mm^2
$A_{s,min}$ =	460,8	mm^2
$A_{s,max}$ =	13824,0	mm^2
c_{nom} =	27	mm
a_{min} =	35	mm
$Ø_{haka,min}$ =	6,25	mm
$s_{cl,max}$ =	375	mm

	Y-Y-akselin ympäri[kNm]		Z-Z-akselin ympäri[kNm]		Vinotaivutus	
	$M_{Ed,yy}$	$M_{Rd,yy}$	$M_{Ed,zz}$	$M_{Rd,zz}$	(Eq 5.39)	
Tapaus 1	559,6	639,0	15,7	498,1	0,91	OK
Tapaus 2	0,0	497,4	0,0	432,1	0,00	OK
Tapaus 3	0,0	497,4	0,0	432,1	0,00	OK
Tapaus 4	0,0	497,4	0,0	432,1	0,00	OK

$\varphi(t,t_0)$ =	1,75	$i_{,yy}$ =	138,6	λ_{yy} =	110,1	$L_{0,yy}$ =	15260,0 mm
		$i_{,zz}$ =	138,6	λ_{zz} =	0,0	$L_{0,zz}$ =	0,0 mm

Ensimmäisen kertaluvun voimasuureet (sisältää pilarin oman painon):

Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei

Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa

Rakenne on:

Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa

Sivusiirtymätön Y-Y suunnassa

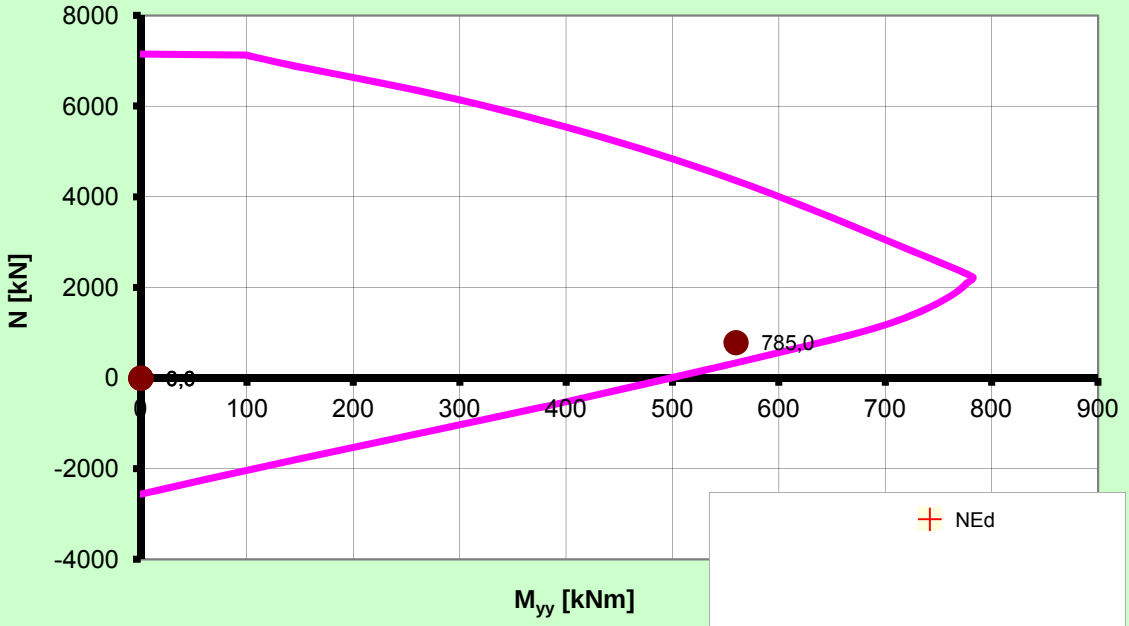
	Murtorajatilan voimasuureet pilarin päissä					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
Tapaus 1	785	55	0	280	0	0,79		8,0	
Tapaus 2									
Tapaus 3									
Tapaus 4									

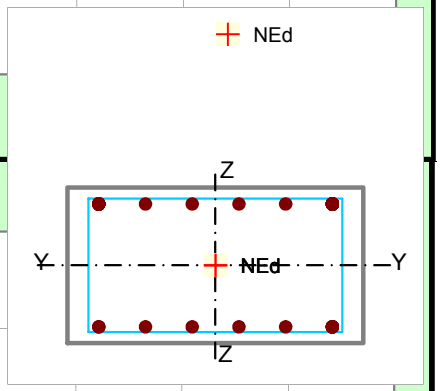
SKOL		**Rakennelaskelma, lähtötiedot**	
		Tekijä: PMA	Sivu: 2 (2)
		Päiväys: 16.4.2012	
Rakennuskohde: Insinöörityö	Työ no:	**Sisältö:** 1-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari	Sijainti:

Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

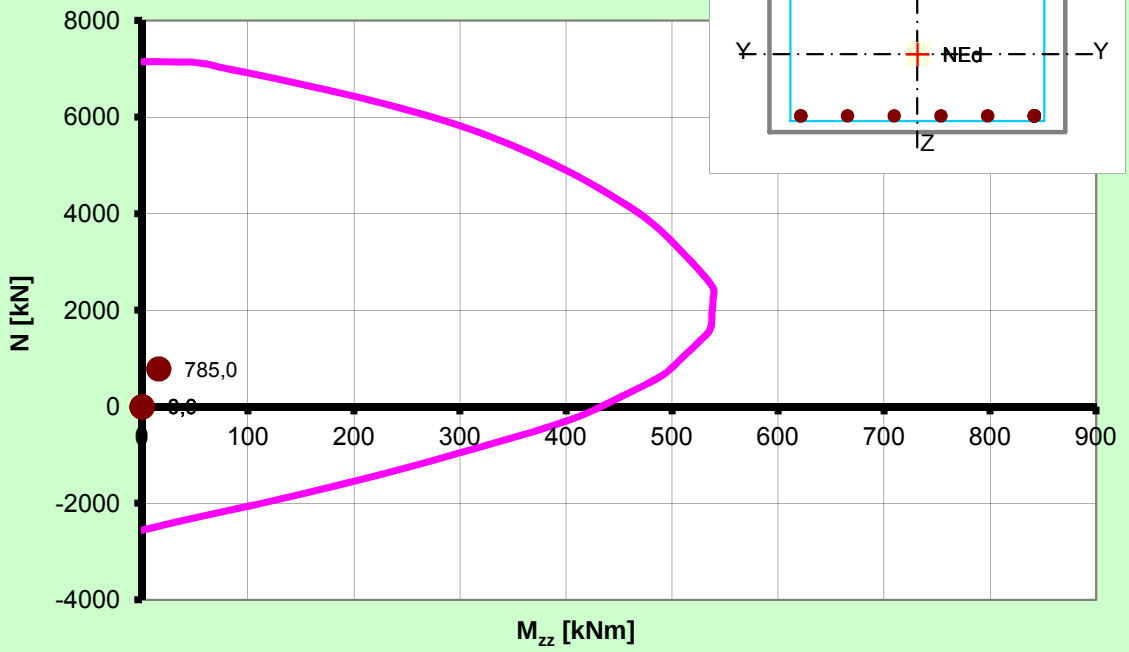
Versio 1.51

Kapasiteettikäyrä Y-Y-akselin ympäri





Kapasiteettikäyrä Z-Z-akselin ympäri

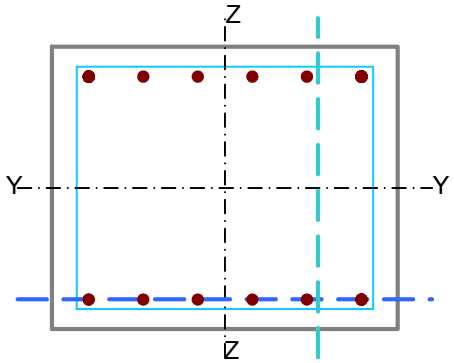


B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari/ Laskenta

Versio 1.51 | Sivu1(7)

Olosuhdetekijät:

	Tunnus	
Rasitusluokka =	XC3	
Suun. käyttöikä =	50 vuotta	
RH =	50 %	
t =	3650	d
t_0 =	28	d



BETONI

Rakenneluokka =	2
Osavarmuusluku, γ_c =	1,5
α_{cc} =	0,85

	f_{ck}	f_{cd}	f_{cm}	E_{cm}	ε_{c3}	ε_{cu3}	λ	η
Tunnus	MPa	MPa	MPa	GPa	‰	‰		
C40/50	40,00	22,67	48,00	23	1,75	3,50	0,80	1,00

BETONITERÄS

Osavarmuusluku, γ_s =	1,15

	f_{yk}	f_{yd}	E_s	ε_{yd}	ε_{ud}
Tunnus	MPa	MPa	MPa	‰	‰
500	500	434,8	200000	2,174	10

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c$
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$

RAKENNEOSAN MITAT JA GEOMETRIA:

Korkeus, H =	480	mm		L=	7000	mm
Leveys , B =	480	mm		μ_{yy} =	2,18	Nurjahduskerroin Y-Y akselin ympäri
A_c =	230400	mm^2	$A_c = B*H$	μ_{zz} =	0	Nurjahduskerroin Z-Z akselin ympäri

Rakenne on: Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa
Sivusiirtymätön Y-Y suunnassa

Betonipeite, c =	30	mm
Δc_{dev} =	10	mm
Max rakoko, d_g =	32	mm

Huomioi epätarkkuudet(e_i): Z-Z suunnassa

Raudoitus

$Ø_{main}$ =	25	mm	
n_h =	2		
n_b =	6		
∑bars =	12		∑bars = $2*n_h+2*(n_b-2)$
A_{stot} =	5890	mm^2	
ω =	0,4904		$\omega = A_s*f_{yd}/(A_c*f_{cd})$
$Ø_{Haat}$ =	8	mm	
s =	350	mm	

Nurjahduspituudet

$L_{0,yy}$ =	15260	mm	$L_{0yy} = L*\mu_{yy}$
$L_{0,zz}$ =	0	mm	$L_{0zz} = L*\mu_{zz}$

Jäyhyyssäteet

i_{yy} =	138,6	mm	$i_{yy} = H/(12)^{0.5}$
i_{zz} =	138,6	mm	$i_{zz} = B/(12)^{0.5}$

Hoikkuusluvut

λ_{yy} =	110,1	$\lambda_{yy} = L_{0yy} / i_{yy}$
λ_{zz} =	0,0	$\lambda_{zz} = L_{0zz} / i_{zz}$

EHTO: $\lambda_{yy} < 140$ OK
$\lambda_{zz} < 140$ OK

SISÄISET VOIMASUUREET

	MRT - Murtorajatilan voimasuureet [kN] ja [kNm]					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
1	785	55	0	280	0	0,790	0,000	8,000	0,000
2	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
3	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000

Laskenta ja mitoitus alkaa tästä:

Sivu2(7)

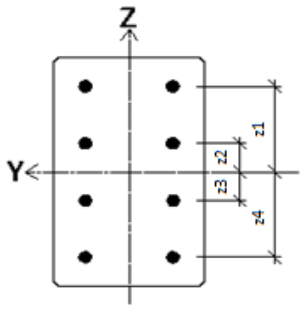
1. Raudoituksen jäyhyyssäteiden laskeminen Y-Y ja Z-Z akselien ympäri

H=	480	mm	$Ø_{main}$ =	25	mm	A_{stot} =	5890	mm^2
B=	480	mm	A_{s1} =	491	mm^2	$I_{Ømain}$ =	19174,8	mm^4

$I_{Ømain}$ = $\pi * Ø^4/64$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Y-Y akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	z [mm]	z^2 [mm^2]	n [kpl]	$I_{s,yy,n}$
1	50,5	189,5	35910,3	6	105879465
2	429,5	-189,5	35910,3	6	105879465

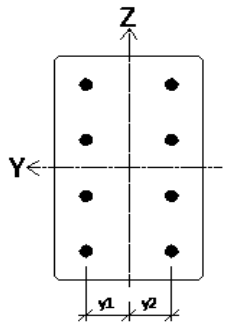


$I_{s,yy}$ = 2,12,E+08 mm^4 $\quad I_{s,yy} = \Sigma I_{s,yy,n}$

$i_{s,yy}$ = 189,60 mm $\quad i_{s,yy} = (I_{syy} / A_{stot})^{0.5}$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Z-Z akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	y [mm]	y^2 [mm^2]	kpl	$I_{s,zz,n}$
1	50,5	189,5	35910,3	**2**	35293155
2	126,3	113,7	12927,7	**2**	12730079
3	202,1	37,9	1436,4	**2**	1448542
4	277,9	-37,9	1436,4	**2**	1448542
5	353,7	-113,7	12927,7	**2**	12730079
6	429,5	-189,5	35910,3	**2**	35293155



$I_{s,zz}$ = 9,89,E+07 mm^4 $\quad I_{s,zz} = \Sigma I_{s,zz,n}$

$i_{s,zz}$ = 129,60 mm $\quad i_{s,zz} = (I_{szz} / A_{stot})^{0.5}$

2. Virumaluvun laskenta (EC2 liite B)

t_0 =	**28**	d	RH =	**50,00 %**		H =	**480**	mm
t =	**3650**	d	f_{cm} =	**48,00**	MPa	B =	**480**	mm
u =	1920	mm	u =	2*(B+H)		A_c =	230400	mm
h_0 =	240,00	mm	h_0 =	$2*u/A_c$				

α_1 =	0,802	α_2 =	0,939	α_3 =	0,854
α_1 =	$[35/f_{cm}]^{0,7}$	α_2 =	$[35/f_{cm}]^{0,2}$	α_3 =	$[35/f_{cm}]^{0,5}$

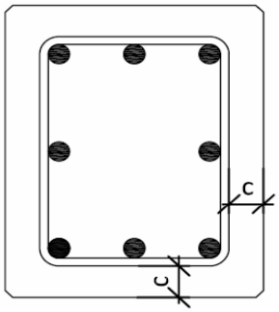
$\beta(f_{cm})$ =	2,425	$\beta(f_{cm})$ =	$16.8/(f_{cm})^{0.5}$
$\beta(t_0)$ =	0,488	$\beta(t_0)$ =	$1/[0.1+t_0^{0.2}]$

β_H =	573,515	β_H ($f_{cm} \leq 35$) =	$MIN\{ 1.5*[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 ; 1500\}$
		β_H ($f_{cm} > 35$) =	$MIN\{ 1.5*[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250*\alpha_3 ; 1500*\alpha_3\}$
φ_{RH} =	1,544	φ_{RH} ($f_{cm} \leq 35$) =	$1+(1-RH/100)/(0.1*h_0^{1/3})$
		φ_{RH} ($f_{cm} > 35$) =	$[1+(1-RH/100)/(0.1*h_0^{1/3})*\alpha_1]*\alpha_2$
φ_0 =	1,829	φ_0 =	$\varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$
$\beta_c(t,t_0)$ =	0,957	$\beta c(t,t_0)$ =	$[(t-t_0)/(\beta_H+t-t_0)]^{0.3}$
$\varphi(t,t_0)$ =	**1,750**	$\varphi(t,t_0)$ =	$\varphi_0 * \beta_c(t,t_0)$

TARKISTUKSET Sivu3(7)

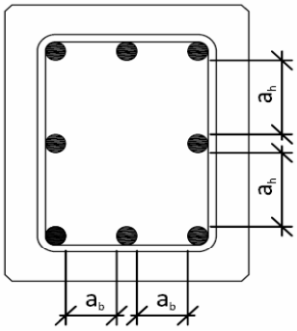
3. Betonipeitteen minimipaksuuden nimellisarvon laskenta (EC2 kohta 4.4)

$c_{min,b}$ =	**17**	mm	$c_{min,b}$ =MAX { $Ø_{main}$ - $Ø_{haka}$; $Ø_{haka}$ }
$c_{min,dur,basic}$ =	20	mm	$f_{ck,min}$ = 30 MPa
$+c_{min,100v}$ =	0	mm	Ehto: $f_{ck} \geq f_{ck,min}$ **OK**
$+c_{min,fck}$ =	-5	mm	$f_{ck,väh}$ = 35 MPa
$+c_{min,rkl}$ =	0	mm	
$c_{min,dur}$ =	**15**	mm	$c_{min,dur}=c_{min,dur,basic}+c_{min,100v}+c_{min,fck}+c_{min,rkl}$
$\Delta c_{dur,\gamma}$ =	0	mm	
$\Delta c_{dur,st}$ =	0	mm	
$\Delta c_{dur,add}$ =	0	mm	
c_{min} =	17	mm	c_{min} =MAX { $c_{min,b}$; $c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add}$; 10mm }
Δc_{dev} =	10	mm	
c_{nom} =	**27**	**mm**	$c_{nom} = \Delta c_{dev} + c_{min}$
			EHTO:
Betonipeite, c =	30	mm	$c \geq c_{nom}$ **OK**



4. Tankojen välisen vapaan välin minimietäisyyden laskenta (EC2 kohta 8.2)

k_1 =	1		
k_2 =	3	mm	
$Ø_{main}$ =	25	mm	
d_g =	32	mm	a_{min} =MAX { $k_1*Ø_{main}$; d_g+k_2 ; 20mm }
a_{min} =	**35**	**mm**	
			EHTO:
a_h =	354,00	mm	$a_h \geq a_{min}$ **OK**
a_b =	50,80	mm	$a_b \geq a_{min}$ **OK**



5. Pääraudoituksen minimi/maksimivaatimukset (EC2 kohta 9.5.2)

A_c =	230400	mm^2	$N_{Ed,max}$= 785 kN
$A_{s,min}$ =	460,8	mm^2	$A_{s,min}$= MAX { $0.1*N_{Ed,max}/f_{yd}$; $0.002*A_c$ }
$A_{s,max}$ =	13824	mm^2	$A_{s,max}$= $0.06*A_c$
			EHTO:
A_{stot} =	5890	mm^2	$A_{stot} \geq A_{smin}$ **OK**
			$A_{stot} \leq A_{smax}$ **OK**

6. Hakaraudoituksen minimi ja maksimivaatimukset (EC2 kohta 9.5.3)

$Ø_{h,min}$ =	6,25	mm	$Ø_{h,min}$=MAX { 0.25*Ø ; 6mm }	EHTO: $Ø_{haat} \geq Ø_{h,min}$ **OK**
$s_{cl,tmax}$ =	375	mm	$s_{cl,tmax}$=MIN { $15*Ø_{main}$; min(H, B) ; 400 mm }	EHTO: $s \leq s_{cl,tmax}$ **OK**

7. Päätankojen sitominen, (EC2 kohta 9.5.3(6))

9.5.3(6) Jokainen poikkileikkauksen nurkkaan sijoitettu päätanko sidotaan haoilla. Poikkileikkauksen puristetussa osassa mikään päätanko ei saa olla kauempana kuin 150mm etäisyydellä sidotusta tangosta.

Max etäisyys H sivulla =	379	mm	OK - päätangot nurkissa
Max etäisyys B sivulla =	152	mm	LISÄHAAT TARVITAAN

MITOITUSLASKELMAT Sivu4(7)

8. Ekvivalentin vakiomomentin M_{0e} laskeminen, (EC2 kohta 5.8.8.2)

$M_{01,yy}$ = MIN ($|M_{0yy,top}|$; $|M_{0yy,btm}|$)
$M_{02,yy}$ =MAX ($|M_{0yy,top}|$; $|M_{0yy,btm}|$)
$M_{0e,yy}$ =MAX { $0.6*M_{02,yy}+0.4*M_{01,yy}$; $0.4*M_{02,yy}$ }

$M_{01,zz}$ = MIN ($|M_{0zz,top}|$; $|M_{0zz,btm}|$)
$M_{02,zz}$ =MAX ($|M_{0zz,top}|$; $|M_{0zz,btm}|$)
$M_{0e,zz}$ =MAX { $0.6*M_{02,zz}+0.4*M_{01,zz}$; $0.4*M_{02,zz}$ }

Ehto: $|M_{02,yy}| \geq |M_{01,yy}|$, $|M_{02,zz}| \geq |M_{01,zz}|$

	Y-Y akselin ympäri			Z-Z akselin ympäri			Ehto
	$M_{01,yy}$ [kNm]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{01,zz}$ [kNm]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	
1	**55,0**	280,0	**190,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	
2	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	
3	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	
4	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	

9. Mittaepätarkkuuksien aiheuttaman taivutusmomentin laskenta (EC2 kohta 5.2, menetelmä a))

θ_0 = 1/200
θ_i = 2/529
$\theta_i = \theta_0*\alpha_m*\alpha_h$

m = 1
α_m = 1
$\alpha_m = [0,5*(1+1/m)]^{0,5}$

L = 7,0 m
α_h = 0,756
$\alpha_h = 2/(L)^{0,5}$; $2/3<\alpha_h<1$

	N_{Ed} [kN]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]
1	785	22,6	0,0
2	0	0,0	0,0
3	0	0,0	0,0
4	0	0,0	0,0

Huomioi epätarkkuus(e_i): Z-Z suunnassa
$e_{i,zz}$ = 28,8 mm $e_{i,zz} = \theta_i*L_{0,yy}/2$
$e_{i,yy}$ = 0,0 mm $e_{i,yy} = \theta_i*L_{0,zz}/2$

$M_{i,yy} = e_{i,zz}*N_{Ed}$
$M_{i,zz} = e_{i,yy}*N_{Ed}$

10. Tehollisen virumaluvun ϕ_{ef} laskenta (EC2 kohta 5.8.4)

	$M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy}$	$\varphi_{ef,yy}$	$M_{0Eqp,zz}/M_{0Ed,zz}$	$\varphi_{ef,zz}$
1	0,79	***1,38***	0,00	**0,00**
2	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**
3	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**
4	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**

Virumaluku:
$\varphi(t,t_0)$ = 1,75

$\varphi_{ef,yy} = \varphi(t,t_0)*(M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy})$
$\varphi_{ef,yy} = \varphi(t,t_0)*(M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy})$

11. Taivutuskestävyden M_{Rd} ratkaiseminen eri N_{Ed} arvoille

11.1. Taivutuskestävyys M_{Rdyy} Y-Y akselin ympäri

$M_{Rdyy} = fM_{Rd}+f\Delta M_{Rd}*[(N_{Ed}-fN_{Rd,yy})/f\Delta N_{Rd}]$

	N_{Ed} [kN]	$fN_{Rd,yy}$ [kN]	$fM_{Rd,yy}$ [kNm]	$f\Delta N_{Rd,yy}$ [kN]	$f\Delta M_{Rd,yy}$ [kNm]	$M_{Rd,yy}$ [kNm]
1	785	748,6	633,0	247,0	40,8	**639,0**
2	0	-74,5	483,7	130,5	24,0	**497,4**
3	0	-74,5	483,7	130,5	24,0	**497,4**
4	0	-74,5	483,7	130,5	24,0	**497,4**

11.2. Taivutuskestävyys M_{Rdzz} Z-Z akselin ympäri

$M_{Rdzz} = fM_{Rd,zz}+f\Delta M_{Rd,zz}*[(N_{Ed}-fN_{Rd,zz})/f\Delta N_{Rd}]$

	N_{Ed} [kN] [kN]	$fN_{Rd,zz}$ [kN]	$fM_{Rd,zz}$ [kNm]	$f\Delta N_{Rd,zz}$ [kN]	$f\Delta M_{Rd,zz}$ [kNm]	$M_{Rd,zz}$ [kNm]
1	785	682,8	493,0	330,5	16,5	**498,1**
2	0	-193,2	413,3	339,7	33,2	**432,1**
3	0	-193,2	413,3	339,7	33,2	**432,1**
4	0	-193,2	413,3	339,7	33,2	**432,1**

12. Erillisten sauvojen hoikkuuskriteerin λ_{lim} laskenta (EC2 kohta 5.8.3.1)

Sivu5(7)

B = 1,41 $\quad B = (1+2*\omega)^{0.5}$

12.1. Hoikkuuskriteeri Y-Y akselin ympäri

$A_{yy} = 1/(1+0.2*\varphi_{ef,yy})$

$C_{yy} = 1.7 - r_{m,yy}$

$\lambda_{lim,yy} = 20*A_{yy}*B*C_{yy}/(n^{0.5})$

$r_{m,yy} = \begin{cases} 1 & \text{jos rakenne on sivusiirtyvä (mastopilari)} \\ 1 & \text{jos } M_{02,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed} = 0 \\ (M_{01,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed})/(M_{02,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed}) & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$

$n = N_{Ed}/(A_c*f_{cd})$

Ehto hoikkuudelle:

	N_{Ed} [kN]	n	A_{yy}	$r_{m,yy}$	C_{yy}	$\lambda_{lim,yy}$	λ_{yy}	$\lambda_{yy}>\lambda_{lim,yy}$
1	785,0	0,15	0,78	1,00	0,70	39,8	110,1	**Hoikka**
2	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	110,1	**Ei-hoikka**
3	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	110,1	**Ei-hoikka**
4	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	110,1	**Ei-hoikka**

12.2. Hoikkuuskriteeri Z-Z akselin ympäri

$A_{zz} = 1/(1+0.2*\varphi_{ef,zz})$

$C_{zz} = 1.7 - r_{m,zz}$

$\lambda_{lim,zz} = 20*A_{zz}*B*C_{zz}/(n^{0.5})$

$r_{m,zz} = \begin{cases} 1 & \text{jos rakenne on sivusiirtyvä (mastopilari)} \\ 1 & \text{jos } M_{02,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed} = 0 \\ (M_{01,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed})/(M_{02,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed}) & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$

$n = N_{Ed}/(A_c*f_{cd})$

Ehto hoikkuudelle:

	N_{Ed} [kN]	n	A_{zz}	$r_{m,zz}$	C_{zz}	$\lambda_{lim,zz}$	λ_{zz}	$\lambda_{zz}>\lambda_{lim,zz}$
1	785,0	0,15	1,00	1,00	0,70	50,8	-	**Ei-hoikka**
2	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	-	**Ei-hoikka**
3	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	-	**Ei-hoikka**
4	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	-	**Ei-hoikka**

13. Toisen kertaluvun momentin laskenta nimellisellä kaarevuudella (EC2 kohta 5.8.8.3)

n_u = 1,49 $\quad n_u = 1+\omega$

$n_{bal,yy}$ = 0,429 $\quad n_{bal,yy} = N_{Rd,bal,yy}/(A_c*f_{cd})$

$n_{bal,zz}$ = 0,478 $\quad n_{bal,zz} = N_{Rd,bal,zz}/(A_c*f_{cd})$

13.1. Toisen kertaluvun taivutusmomentti Y-Y akselin ympäri

β_{yy} = -0,184 $\quad \beta_{yy} = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda_{yy}/150$

$i_{s,yy}$ = 189,6 mm

d_{yy} = 429,6 mm $\quad d_{yy} = H/2 + i_{s,yy}$

$(1/r_0)_{yy}$ = 0,000011 1/mm $\quad (1/r_0)_{yy} = \varepsilon_{yd}/(0.45*d_{yy})$

Normaalivoiman korjauskerroin: $K_{r,yy} = (n_u-n)/(n_u-n_{bal,yy}) \leq 1$

Viruman korjauskerroin $K_{\varphi,yy} = 1+ \beta_{yy} * \varphi_{ef,yy} \geq 1$

Kaarevuus: $(1/r)_{yy} = K_{r,yy} * K_{\varphi,yy} * (1/r_0)_{yy}$

Taipuma: $e_{2,zz} = (1/r)_{yy}*L_{0yy} / c_{yy}$

Toisen kertaluvun momentti: $M_{2,yy} = \begin{cases} e_{2,zz}*N_{Ed} & \text{, jos } \lambda_{yy} > \lambda_{lim,yy} \\ 0 & \text{, jos } \lambda_{yy} \leq \lambda_{lim,yy} \\ 0 & \text{, jos } M_{2,yy} < 0.1*(M_{0e,yy} + M_{i,yy}) \end{cases}$

	N_{Ed} [kN]	n	$K_{r,yy}$	$\varphi_{ef,yy}$	$K_{\varphi,yy}$	$(1/r)_{yy}$ [1/mm]	c_{yy}	$e_{2,zz}$ [mm]	$M_{2,yy}$ [kNm]
1	785	0,15	1,000	1,4	1,000	0,000011	8,00	327,3	**257,0**
2	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000011	0,00	0,0	**0,0**
3	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000011	0,00	0,0	**0,0**
4	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000011	0,00	0,0	**0,0**

13.2. Toisen kertaluvun taivutusmomentti Z-Z akselin ympäri

Sivu6(7)

β_{zz} = 0,550 $\qquad \beta_{zz} = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda_{zz}/150$

$i_{s,zz}$ = 129,6 mm

d_{zz} = 369,6 mm $\qquad d_{zz} = B/2 + i_{s,zz}$

$(1/r_0)_{zz}$ = 0,000013 1/mm $\qquad (1/r_0)_{zz} = \varepsilon_{yd}/(0.45*d_{zz})$

Normaalivoiman korjauskerroin: $K_{r,zz} = (n_u-n)/(n_u-n_{bal,zz}) \leq 1$

Viruman korjauskerroin: $K_{\varphi,zz} = 1+ \beta_{zz} * \varphi_{ef,zz} \geq 1$

Kaarevuus: $(1/r)_{zz} = K_{r,zz} * K_{\varphi,zz} * (1/r_0)_{zz}$

Taipuma: $e_{2,yy} = (1/r)_{zz}*L_{0zz} / c_{zz}$

Toisen kertaluvun momentti:

$$M_{2,zz} = \begin{cases} e_{2,yy}*N_{Ed} & \text{, jos } \lambda_{zz} > \lambda_{lim,zz} \\ 0 & \text{, jos } \lambda_{zz} \leq \lambda_{lim,zz} \\ 0 & \text{, jos } M_{2,zz} < 0.1*(M_{0e,zz} + M_{i,zz}) \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	n	$K_{r,zz}$	$\varphi_{ef,zz}$	$K_{\varphi,zz}$	$(1/r)_{zz}$ [1/mm]	c_{zz}	$e_{2,yy}$ [mm]	**$M_{2,yy}$ [kNm]**
1	785,0	0,15	1,000	0,00	1,000	0,000013	0,00	0,0	**0,0**
2	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000013	0,00	0,0	**0,0**
3	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000013	0,00	0,0	**0,0**
4	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000013	0,00	0,0	**0,0**

14. Taivutusmomentin mitoitusarvot (EC2 kohta 5.8.8.2 sekä 6.1(4))

14.1. Mitoittava taivutusmomentti Y-Y akselin ympäri

$e_{0,zz}$ = 20,00 mm $\qquad e_{0,zz} = MAX(20mm ; H/30)$

Sivusiirtymättömälle rakenteelle:

$$M_{Ed,yy}=MAX \begin{cases} e_{0,zz} * N_{Ed} \\ M_{02,yy} + M_{i,yy} \\ M_{0e,yy} + M_{2,yy} + M_{i,yy} \end{cases}$$

Sivusiirtyvälle rakenteelle:

$$M_{Ed,yy} = MAX \begin{cases} e_{0,zz} * N_{Ed} \\ M_{02,yy} + M_{2,yy} + M_{i,yy} \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{2,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$e_{0,zz}*N_{Ed}$ [kNm]	**$M_{Ed,yy}$ [kNm]**	**$M_{Rd,yy}$ [kNm]**	Ehto: $M_{Rd,yy} \geq M_{Ed,yy}$
1	785,0	280,0	190,0	257,0	22,6	15,7	**559,6**	**639,0**	OK
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**497,4**	OK
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**497,4**	OK
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**497,4**	OK

14.2. Mitoittava taivutusmomentti Z-Z akselin ympäri

$e_{0,yy}$ = 20,00 **mm** $\qquad e_{0,yy} = MAX(20mm ; B/30)$

Sivusiirtymättömälle rakenteelle:

$$M_{Ed,zz}=MAX \begin{cases} e_{0,yy} * N_{Ed} \\ M_{02,zz} + M_{i,zz} \\ M_{0e,zz} + M_{2,zz} + M_{i,zz} \end{cases}$$

Sivusiirtyvälle rakenteelle:

$$M_{Ed,zz} = MAX \begin{cases} e_{0,yy} * N_{Ed} \\ M_{02,zz} + M_{2,zz} + M_{i,zz} \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	$M_{2,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]	$e_{0,yy}*N_{Ed}$ [kNm]	**$M_{Ed,zz}$ [kNm]**	**$M_{Rd,zz}$ [kNm]**	Ehto: $M_{Rd,zz} \geq M_{Ed,zz}$
1	785,0	0,0	0,0	0,0	0,0	15,7	**15,7**	**498,1**	OK
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**432,1**	OK
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**432,1**	OK
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**432,1**	OK

15. Vinon taivutuksen tarkistus (EC2 kohta 5.8.9(4)) Sivu7(7)

$N_{Rd,comp.}$=	7783,5	kN	$N_{Rd,comp.} = A_c*f_{cd} + A_s*f_{yd}$
$N_{Rd,tens.}$=	2561,1	kN	$N_{Rd,tens.} = A_s*f_{yd}$

Eksponentti a suorakaidepoikkileikkaukselle (väliarvot interpoloidaan lineaarisesti)

N_{Ed} / N_{Rd} =	$\leq$0.1	0,7	$\geq$1
a =	1,0	1,5	2,0

Kaava (5.39) = $(M_{Edyy}/M_{Rdyy})^a + (M_{Edzz}/M_{Rdzz})^a \leq 1.0$

Tapaus	N_{Ed} [kN]	N_{Ed}/N_{Rd}	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) $\leq$ 1
1	785,0	0,101	1,001	0,876	0,032	**0,907**	OK
2	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK
3	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK
4	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK

FMC GROUP

----- VALITSE YHTIÖ -----

Rakennelaskelma, tulos

Tekijä: PMA | Sivu: 1 (3)

Päiväys: 16.4.2012

Rakennuskohde:	Työ no:	**Sisältö:**	Sijainti:
Insinöörityö		1-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Versio 1.51

SKOL **Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011**

Poikkileikkauksen mitat:

Korkeus, H =	**480**	mm
Leveys , B =	**480**	mm
A_c =	**230400**	mm2

Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:

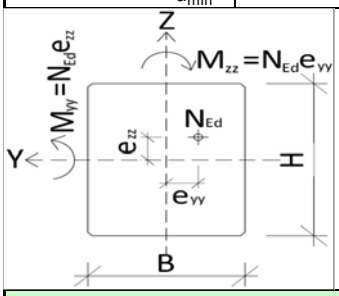
Betonipeite, c =	**30**	mm
Δc_{dev} =	**10**	mm
Max rakoko, d_g =	**32**	mm
c_{nom} =	27	mm
a_{min} =	35	mm

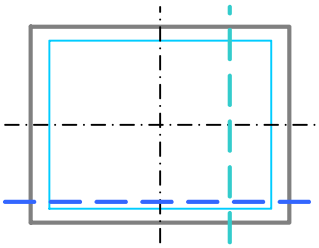
Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:

Pilarin pituus, L =	**7000**	mm			
μ_{yy} =	2,18		μ_{zz} =		
$L_{0,yy}$ =	15260	mm	$L_{0,zz}$ =		mm
$i_{,yy}$ =	138,6	mm	$i_{,zz}$ =	138,6	mm
λ_{yy} =	110,13		λ_{zz} =		

Olosuhdetekijät:

t0 =	28	Rasitusluokka =	XC3
t =	3650	Suun. käyttöikä =	50 vuotta
$\varphi(t,t_0)$ =	1,750	RH =	50 %





Raudoitus:

$Ø_{main}$ =	**25**	mm
teräsriv. h sivulla =	**2**	**=nh**
teräsriv. b sivulla =	**6**	**=nb**
∑bars =	12	kpl
ω =	0,490	
$Ø_{Haat}$ =	**8**	mm
$Ø_{haka,min}$ =	6,25	mm
s =	**350**	mm
$s_{cl,max}$ =	375	mm
A_s =	5890	mm2
$A_{s,min}$ =	460,8	mm2
$A_{s,max}$ =	13824	mm2
$i_{s,yy}$ =	189,6	mm
$i_{s,zz}$ =	129,6	mm
d_{yy} =	429,6	mm
d_{zz} =	369,6	mm

UMPIHAAT RIITTÄVÄT

Materiaalit:

Rakenneluokka = 2

BETONITERÄS

Osavarmuusluku, γs = 1,15

f_{yk} [Mpa]	f_{yd} [Mpa]	E_s [Mpa]	ε_{yd} [‰]	ε_{ud} [‰]
500	434,78	200000	2,174	10

BETONI

α_{cc} = 0,85

Osavarmuusluku, γc = 1,5

f_{ck} [Mpa]	f_{cd} [Mpa]	f_{cm} [Mpa]	E_{cm} [Gpa]	ε_{c3} [‰]	ε_{cu3} [‰]	λ	η
C40/50	40	22,67	48	23,48	1,75	3,5	0,8	1

Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei

Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa

Rakenne on:

Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa

Sivusiirtymätön Y-Y suunnassa

	MRT - Murtorajatilan voimasuureet [kN] ja [kNm]					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
Tapaus 1	785	55		280		0,790		8,0	
Tapaus 2									
Tapaus 3									
Tapaus 4									

SKOL	**Rakennelaskelma, tulos**	
	Tekijä: PMA	Sivu: 2 (3)
	Päiväys: 16.4.2012	

Rakennuskohde:	Työ no:	**Sisältö:**	Sijainti:
Insinöörityö		1-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Versio 1.51

Mitoitus Y-Y akselin ympäri

Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta

	N_{Ed} [kN]	$M_{01,yy}$ [kNm]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]
Tapaus 1	785	55	280	190	22,64
Tapaus 2					
Tapaus 3					
Tapaus 4					

Huomioi epätarkkuus(ei): Z-Z suunnassa

$e_{i,zz}$ = 28,84 mm

Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta

	λ_{yy}	$\lambda_{yy}>\lambda_{lim,yy}$	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0E,yy}$ [kNm]	$M_{2,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$e_{0,zz}*N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,yy}$ [kNm]	$M_{Rd,yy}$ [kNm]
Tapaus 1	39,8	Hoikka	280	190	256,9514	22,6	15,7	**559,6**	639,0
Tapaus 2	9999,0	Ei-hoikka							497,4
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							497,4
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							497,4

Mitoitus Z-Z akselin ympäri

Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta

	N_{Ed} [kN]	$M_{01,zz}$ [kNm]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]
Tapaus 1	785				
Tapaus 2					
Tapaus 3					
Tapaus 4					

Huomioi epätarkkuus(ei): Z-Z suunnassa

$e_{i,yy}$ = mm

Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta

	λ_{zz}	$\lambda_{zz}>\lambda_{lim,zz}$	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0E,zz}$ [kNm]	$M_{2,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]	$e_{0,yy}*N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,zz}$ [kNm]	$M_{Rd,zz}$ [kNm]
Tapaus 1	50,8	Ei-hoikka					15,7	**15,7**	498,1
Tapaus 2	9999,0	Ei-hoikka							432,1
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							432,1
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							432,1

Vino taivutus (EC2 kohta 5.8.9(4))

	N_{Ed} [kN]	N_{Ed}/N_{Rd}	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) < 1
Tapaus 1	785	0,101	1,001	0,876	0,032	0,907	OK
Tapaus 2			1,000				OK
Tapaus 3			1,000				OK
Tapaus 4			1,000				OK

HUOM! TÄMÄ LASKENTAPOHJA EI TEE PALOMITOITUSTA!
PALOMITOITUS TEHTÄVÄ ERIKSEEN EUROKOODI EN-1992-1-2 MUKAAN!

NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ

Sivu1(1)

MITOITTAVA TAIVUTUSMOMENTTI Y-Y AKSELIN YMPÄRI

Jäykkyyden vaikutuskerroin, raudoituksen vaikutus

K_s	1		

Jäykkyyden vaikutuskerroin, betonin vaikutus

K_c	0,08	$K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef})$	
k_1	1,41	$k_1=\sqrt{(f_{ck}/20MPa)}$	
k_2	0,097	$k_2=\eta \cdot (\lambda/170)$ kuitenkin $k_2<0,2$	

Tehollinen virumaluku

φ_{ef}	1,38	kts. Vertailulaskelmien sivu 7	

Suhteellinen normaalivoima

η	0,150	kts. Vertailulaskelmien sivu 8	

momenttijakaumakerroin				momenttijakaumakerroin	
β	1,234		$\beta=\pi^2/c_0$	c_0	8
betonin kimmokertoimen mitoitusarvo				betonin kimmokertoimen osavarmuusluku	
E_{cd}	29166,7	N/mm^2	$E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{cE}$	γ_{cE}	1,2
betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti					
I_c	4423680000	mm^4	$I_c=(B \cdot H^3)/12$		
raudoituksen jäyhyysmomentti					
I_s	211758930	mm^4	kts. Vertailulaskelmien sivu 5		
nimellisjäykkyys					
EI	49817,4	kNm^2			
nurjahduskuorma					
N_b	2111,4	kN	$N_b=\pi^2 \cdot (EI)_{ef}/L_0^2$		
momentin suurennoskerroin					
	1,73		$1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]$		

1.kertaluvun momentti murtorajatilassa

M_{0Ed}	302,6	kNm	$M_{0Ed}=M_{0yy,btm}+N_{Ed} \cdot e_i$

Kokonaismitoitusmomentti

M_{Ed}	523,6	kNm	$M_{Ed}=M_{0Ed} \cdot \{1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]\}$

2-SUUNTAAN TAIVUTETTU TERÄSBETONIPILARI

LASKELMAT ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2012 - OHJELMALLA

Sisällysluettelo:

2-SUUNTAAN TAIVUTETTU TERÄSBETONIPILARI
NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ
L=5,0m

1 Level:

- Name : Level +7,00
- Reference level : 0,00 (m)
- Concrete creep coefficient : φ_p = 1,58
- cement class : N
- Environment class : XC1
- Structure class : S1

2 Column: Column1 Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C40/50 f_{ck} = 40,00 (MPa)
  Unit weight : 2501,36 (kG/m3)
  Aggregate size : 32,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)
  Ductility class : -
- Transversal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1	Rectangular	480,0 x 480,0 (mm)
2.2.2	Height: L	= 5,00 (m)
2.2.3	Slab thickness	= 0,00 (m)
2.2.4	Beam height	= 0,00 (m)
2.2.5	Cover	= 35,0 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- Ties : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day
- Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
MRT	design(Structural)	1	1,00	1590,00	-0,00	-201,25	-0,00	120,75

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Safety factors Rd/Ed = 1,04 > 1.0 (Mitoitettu suoraan vinosta taivutuksesta aiheutuvalle jännitystilalle)

Safety factors Rd/Ed = 0,91 < 1.0 (Mitoitettu yksinkertaistettua mitoitusehtoa käyttäen)

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: MRT (B)
Internal forces:
Nsd = 1590,00 (kN) Msdy = -201,25 (kN*m) Msdz = 120,75 (kN*m)
Design forces:
Lower node
N = 1590,00 (kN) N*etotz = -532,85 (kN*m) N*etoty= 371,25 (kN*m)

Eccentricity:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
Static	eEd:	-126,6 (mm)	75,9 (mm)
Imperfection	ei:	24,4 (mm)	0,0 (mm)
II order	e2:	184,2 (mm)	157,5 (mm)
Minimal	emin:	20,0 (mm)	20,0 (mm)
Total	etot:	-335,1 (mm)	233,5 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
5,00	10,90	78,66	30,31	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

M2 = -0,00 (kN*m) M1 = -201,25 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = -201,25 (kN*m)
ea = θ1*lo/2 = 24,4 (mm)
θ1 = θo * αh * αm = 0,00
θo = 0,01
αh = 0,89
αm = (0,5(1+1/m))^0.5 = 1,00
m = 1,00
Method based on nominal curvature
M2 = N * e2 = 292,85 (kN*m)
e2 = lo^2 / c * (1/r) = 184,2 (mm)
c = 8,00
(1/r) = Kr*Kϕ*(1/r0) = 0,01
Kr = 1,00
Kϕ = 1 + β*φef = 1,04
β = 0.35+fck/200-λ/150 = 0,03
φef = 1,58
1/r0 =(fyd/Es)/(0.45*d) = 0,01
d = 405,3 (mm) (5.35)
Es = 200000,00 (MPa)
fyd = 434,78 (MPa)
MEdmin = 31,80 (kN*m)
MEd = max(MEdmin,M0Ed + M2) = -532,85 (kN*m)

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
5,00	10,90	78,66	30,31	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

M2 = 120,75 (kN*m) M1 = -0,00 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = 120,75 (kN*m)
ea = 0,0 (mm)
Method based on nominal curvature
M2 = N * e2 = 250,50 (kN*m)
e2 = lo^2 / c * (1/r) = 157,5 (mm)
c = 10,00
(1/r) = Kr*Kϕ*(1/r0) = 0,01
Kr = 1,00
Kϕ = 1 + β*φef = 1,04
β = 0.35+fck/200-λ/150 = 0,03
φef = 1,58
1/r0 =(fyd/Es)/(0.45*d) = 0,01
d = 379,0 (mm) (5.35)
Es = 200000,00 (MPa)
fyd = 434,78 (MPa)
MEdmin = 31,80 (kN*m)
MEd = max(MEdmin,M0Ed + M2) = 371,25 (kN*m)

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area	Asr = 8835,73 (mm2)
Ratio:	ρ = 3,83 %

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

- 18 ϕ25 l = 4,97 (m)

Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups:	15 ϕ8	l = 1,71 (m)
pins	15 ϕ8	l = 1,71 (m)

2-SUUNTAAN TAIVUTETTU TERÄSBETONIPILARI
NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ
L=5,0m

1 Level:

- Name : Level +7,00
- Reference level : 0,00 (m)
- Concrete creep coefficient : φ_p = 1,58
- cement class : N
- Environment class : XC1
- Structure class : S1

2 Column: Column1 Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C40/50 f_{ck} = 40,00 (MPa)
  Unit weight : 2501,36 (kG/m3)
  Aggregate size : 32,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)
  Ductility class : -
- Transversal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1	Rectangular	480,0 x 480,0 (mm)
2.2.2	Height: L	= 5,00 (m)
2.2.3	Slab thickness	= 0,00 (m)
2.2.4	Beam height	= 0,00 (m)
2.2.5	Cover	= 35,0 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- Ties : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day
- Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
MRT	design(Structural)	1	1,00	1590,00	-0,00	-201,25	-0,00	120,75

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Safety factors Rd/Ed = 1,08 > 1.0 (Mitoitettu suoraan vinosta taivutuksesta aiheutuvalle jännitystilalle)

Safety factors Rd/Ed = 1,0 ≥ 1.0 (Mitoitettu yksinkertaistettua mitoitusehtoa käyttäen)

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: MRT (B)
Internal forces:
Nsd = 1590,00 (kN) Msdy = -201,25 (kN*m) Msdz = 120,75 (kN*m)
Design forces:
Lower node
N = 1590,00 (kN) N*etotz = -423,26 (kN*m) N*etoty= 296,52 (kN*m)

Eccentricity:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
Static	eEd:	-126,6 (mm)	75,9 (mm)
Imperfection	ei:	24,4 (mm)	0,0 (mm)
Initial	e0:	-102,2 (mm)	75,9 (mm)
Minimal	emin:	20,0 (mm)	20,0 (mm)
Total	etot:	-266,2 (mm)	186,5 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
5,00	10,90	78,66	28,23	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

M2 = -0,00 (kN*m) M1 = -201,25 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = -201,25 (kN*m)
ea = θl*lo/2 = 24,4 (mm)
θl = θo * αh * αm = 0,00
θo = 0,01
αh = 0,89
αm = (0,5(1+1/m))^0.5 = 1,00
m = 1,00
Method based on nominal stiffness

$$\left[1+\frac{\beta}{(N_B/N)-1}\right] = 1{,}76$$

β = 1,23
Nb = (π^2 * EJ)/ lo^2 = 4159,04 (kN)
EJ = Kc*Ecd*Jc+Ks*Es*Js = 50066,40 (kN*m2)
φef = 1,58
Jc = 4423680000,0 (mm4)
Js = 200513623,7 (mm4)
Kc = 0,08 ()
Ks = 1,00 ()
MEdmin = 31,80 (kN*m)

$$M_{Ed} = \max\left\{M_{Ed\min};\left[1+\frac{\beta}{(N_B/N)-1}\right]M_{0Ed}\right\} = -423{,}26 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
5,00	10,90	78,66	28,23	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

M2 = 120,75 (kN*m) M1 = -0,00 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = 120,75 (kN*m)
ea = 0,0 (mm)
Method based on nominal stiffness

$$\left[1+\frac{\beta}{\left(N_B/N\right)-1}\right] = 2{,}46$$

β = 1,23
Nb = (π^2 * EJ)/ lo^2 = 2937,54 (kN)
EJ = Kc*Ecd*Jc+Ks*Es*Js = 35362,07 (kN*m2)
φef = 1,58
Jc = 4423680000,0 (mm4)
Js = 126991961,7 (mm4)
Kc = 0,08 ()
Ks = 1,00 ()
MEdmin = 31,80 (kN*m)

$$M_{Ed} = \max\left\{M_{Ed\min};\left[1+\frac{\beta}{\left(N_B/N\right)-1}\right]M_{0Ed}\right\} = 296{,}52 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area	Asr = 6872,23 (mm2)
Ratio:	ρ = 2,98 %

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

- 14 ϕ25 l = 4,97 (m)

Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups:	15 ϕ8	l = 1,71 (m)
pins	15 ϕ8	l = 1,71 (m)

2-SUUNTAAN TAIVUTETTU TERÄSBETONIPILARI

VERTAILULASKELMAT

NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ
NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ

Sisällysluettelo:

2-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

nurjahduspituus

Nurjahduspituus sama kummankin akselin suhteen

$$l_0 = l \cdot \max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)\right\}$$

k_1 = yläpään kiertymäjoustavuuden suhteellinen arvo

k_2 = alapään kiertymäjoustavuuden suhteellinen arvo

k_1 = 0,1

$k_2 = \infty$

l = 5000 mm

$$l_0 = 5000\ mm \cdot \max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{0{,}1 \cdot \infty}{0{,}1 + \infty}}; \left(1 + \frac{0{,}1}{1 + 0{,}1}\right) \cdot \left(1 + \frac{\infty}{1 + \infty}\right)\right\}$$

$$l_0 = 5000\ mm \cdot \max\{1{,}41; 2{,}18\}$$

$$\boldsymbol{l_0 = 10900\ mm}$$

FMC GROUP

Finnmap Consulting Oy, Ratamestarinkatu 7a, 00521 HELSINKI

Rakennelaskelma, lähtötiedot

Tekijä:	PMA	Sivu:	1 (2)
Päiväys:	16.4.2012		

Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:
Insinöörityö		2-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Versio 1.51

SKOL Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011

Olosuhdetekijät:

Rasitusluokka =	XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	
Suun. käyttöikä =	50 vuotta		
RH =	45 %	#N/A	
t_0 =	28	d	
t =	3650	d	

Materiaalit:

Rakenneluokka =	2	
Betoni =	C40/50	
Betoniteräs f_{yk} =	500	MPa

Poikkileikkauksen mitat:

Korkeus, H =	480	mm
Leveys , B =	480	mm

Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:

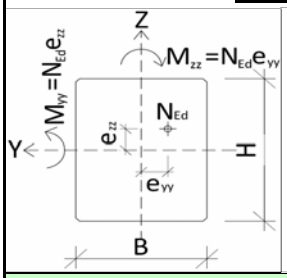
Pilarin pituus, L =	5000	mm
μ_{yy} =	2,18	Nurjahduskerroin, Y-Y
μ_{zz} =	2,18	Nurjahduskerroin, Z-Z

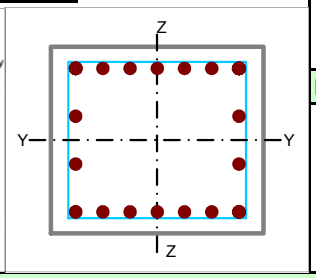
Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:

Betonipeite, c =	35	mm
Δc_{dev} =	10	mm
Max raekoko, d_g =	32	mm

Raudoitus:

$Ø_{main}$ =	25	mm
teräsriv. h sivulla =	4	$=n_h$
teräsriv. b sivulla =	7	$=n_b$
$Ø_{Haat}$ =	8	mm
s =	350	mm





Tarkistukset, Tulokset ja Maksimikäyttöasteet:

A_s =	8835,7	mm^2
$A_{s,min}$ =	460,8	mm^2
$A_{s,max}$ =	13824,0	mm^2
c_{nom} =	27	mm
a_{min} =	35	mm
$Ø_{haka,min}$ =	6,25	mm
$s_{cl,max}$ =	375	mm

	Y-Y-akselin ympäri[kNm]		Z-Z-akselin ympäri[kNm]		Vinotaivutus	
	$M_{Ed,yy}$	$M_{Rd,yy}$	$M_{Ed,zz}$	$M_{Rd,zz}$	(Eq 5.39)	
Tapaus 1	532,8	847,9	371,2	709,6	1,11	VIRHE - Vi
Tapaus 2	0,0	705,4	0,0	626,5	0,00	OK
Tapaus 3	0,0	705,4	0,0	626,5	0,00	OK
Tapaus 4	0,0	705,4	0,0	626,5	0,00	OK

$\varphi(t,t_0)$ =	1,82	$i_{,yy}$ =	138,6	λ_{yy} =	78,7	$L_{0,yy}$ =	10900,0 mm
		$i_{,zz}$ =	138,6	λ_{zz} =	78,7	$L_{0,zz}$ =	10900,0 mm

Ensimmäisen kertaluvun voimasuureet (sisältää pilarin oman painon):

Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset :	Ei
Huomioi mittaepätarkkuudet:	Z-Z suunnassa

Rakenne on:

Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa
Sivusiirtyvä(mastopilari) Y-Y suunnassa

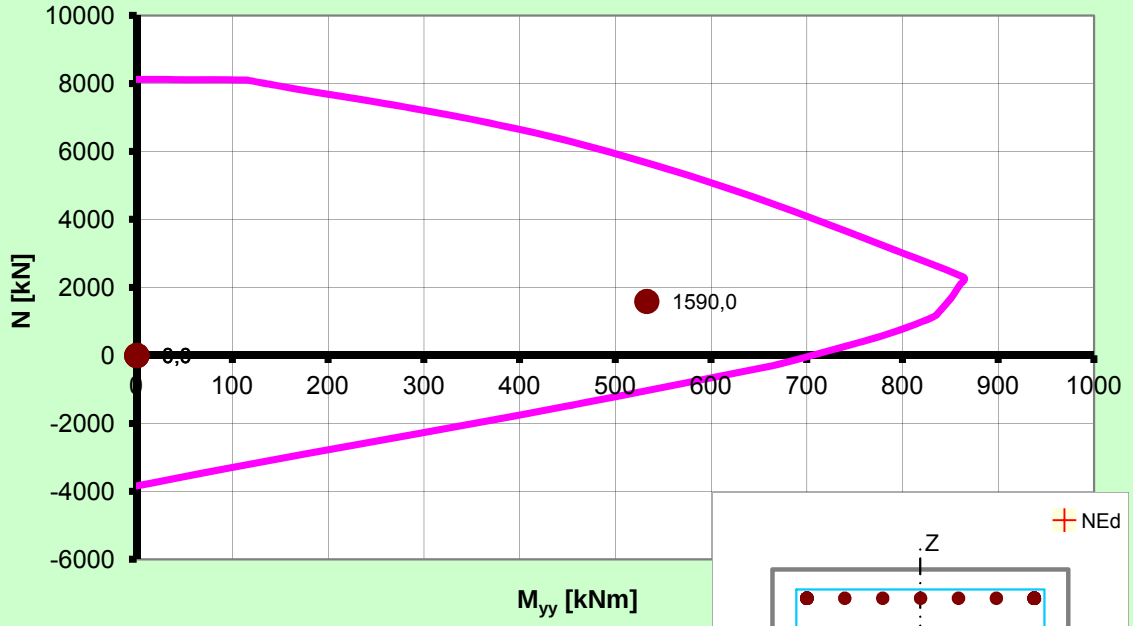
	Murtorajatilan voimasuureet pilarin päissä					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
Tapaus 1	1590	0	0	-201,25	120,75	0,87	0,87	8,0	10,0
Tapaus 2									
Tapaus 3									
Tapaus 4									

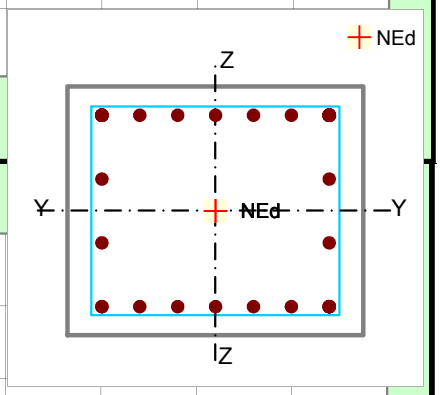
SKOL		**Rakennelaskelma, lähtötiedot**	
		Tekijä: PMA	Sivu: 2 (2)
		Päiväys: 16.4.2012	
Rakennuskohde: Insinöörityö	Työ no:	**Sisältö:** 2-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari 0	Sijainti:

Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

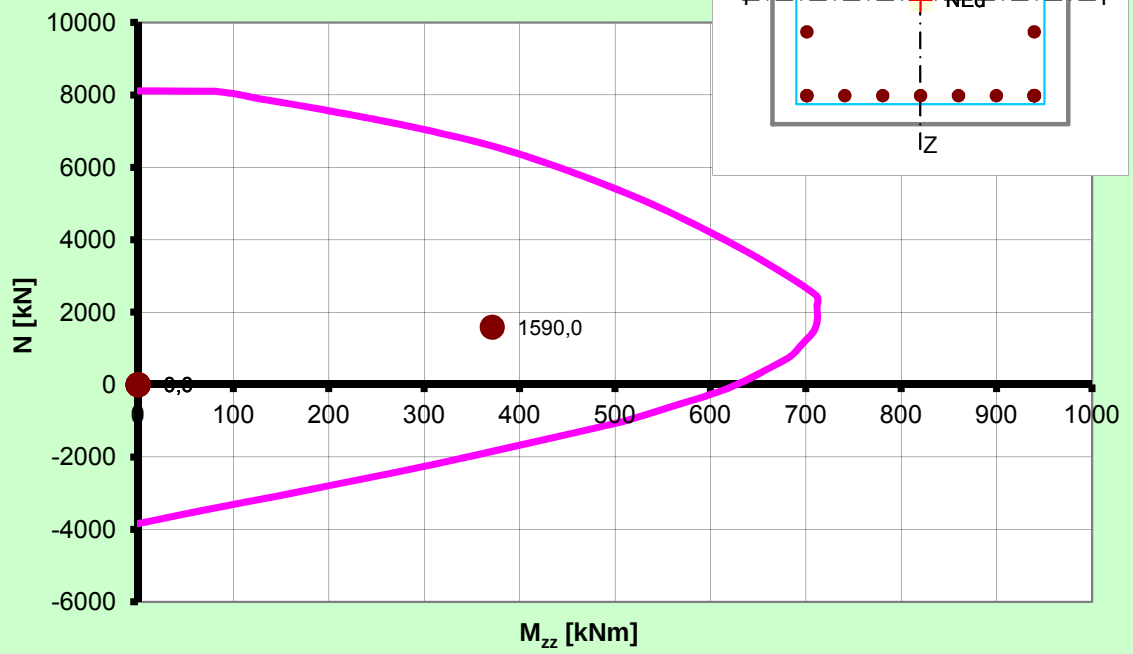
Versio 1.51

Kapasiteettikäyrä Y-Y-akselin ympäri





Kapasiteettikäyrä Z-Z-akselin ympäri

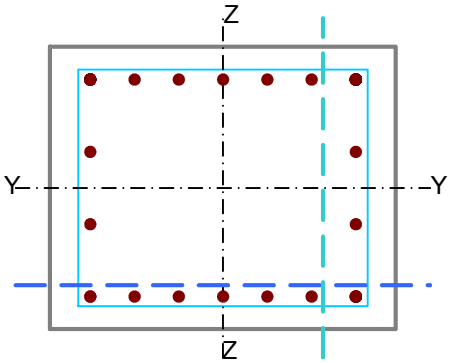


B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari/ Laskenta

Versio 1.51 | Sivu1(7)

Olosuhdetekijät:

	Tunnus	
Rasitusluokka =	XC1	
Suun. käyttöikä =	50 vuotta	
RH =	45 %	
t =	3650	d
t_0 =	28	d



BETONI

Rakenneluokka =	2
Osavarmuusluku, γ_c =	1,5
α_{cc} =	0,85

	f_{ck}	f_{cd}	f_{cm}	E_{cm}	ε_{c3}	ε_{cu3}	λ	η
Tunnus	MPa	MPa	MPa	GPa	‰	‰		
C40/50	40,00	22,67	48,00	23	1,75	3,50	0,80	1,00

BETONITERÄS

Osavarmuusluku, γ_s =	1,15

	f_{yk}	f_{yd}	E_s	ε_{yd}	ε_{ud}
Tunnus	MPa	MPa	MPa	‰	‰
500	500	434,8	200000	2,174	10

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c$
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$

RAKENNEOSAN MITAT JA GEOMETRIA:

Korkeus, H =	480	mm		L=	5000	mm
Leveys , B =	480	mm		μ_{yy} =	2,18	Nurjahduskerroin Y-Y akselin ympäri
A_c =	230400	mm^2	$A_c = B*H$	μ_{zz} =	2,18	Nurjahduskerroin Z-Z akselin ympäri
				Rakenne on:	Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa	
					Sivusiirtyvä(mastopilari) Y-Y suunnassa	
Betonipeite, c =	35	mm				
Δc_{dev} =	10	mm				
Max rakoko, d_g =	32	mm		Huomioi epätarkkuudet(e_i):	Z-Z suunnassa	

Raudoitus				Nurjahduspituudet			
$Ø_{main}$ =	25	mm		$L_{0,yy}$ =	10900	mm	$L_{0yy} = L*\mu_{yy}$
n_h =	4			$L_{0,zz}$ =	10900	mm	$L_{0zz} = L*\mu_{zz}$
n_b =	7			Jäyhyyssäteet			
∑bars =	18		∑bars = $2*n_h+2*(n_b-2)$	i_{yy} =	138,6	mm	$i_{yy} = H/(12)^{0.5}$
A_{stot} =	8836	mm^2		i_{zz} =	138,6	mm	$i_{zz} = B/(12)^{0.5}$
ω =	0,7356		$\omega = A_s*f_{yd}/(A_c*f_{cd})$	Hoikkuusluvut			
$Ø_{Haat}$ =	8	mm		λ_{yy} =	78,7		$\lambda_{yy} = L_{0yy} / i_{yy}$
s =	350	mm		λ_{zz} =	78,7		$\lambda_{zz} = L_{0zz} / i_{zz}$
				EHTO:	$\lambda_{yy} < 140$ OK		
					$\lambda_{zz} < 140$ OK		

SISÄISET VOIMASUUREET

	MRT - Murtorajatilan voimasuureet [kN] ja [kNm]					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
1	1590	0	0	-201,25	120,75	0,870	0,870	8,000	10,000
2	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
3	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000

Laskenta ja mitoitus alkaa tästä:

Sivu2(7)

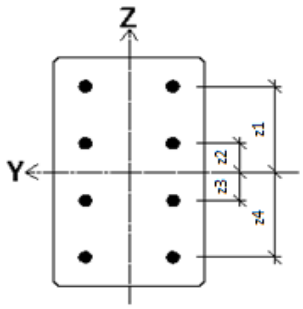
1. Raudoituksen jäyhyyssäteiden laskeminen Y-Y ja Z-Z akselien ympäri

H=	480	mm	$Ø_{main}$ =	25	mm	A_{stot} =	8836	mm^2
B=	480	mm	A_{s1} =	491	mm^2	$I_{Ømain}$ =	19174,8	mm^4

$I_{Ømain}$ = $\pi * Ø^4/64$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Y-Y akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	z [mm]	z^2 [mm^2]	n [kpl]	$I_{s,yy,n}$
1	55,5	184,5	34040,3	7	117100504
2	178,5	61,5	3782,3	2	3751565
3	301,5	-61,5	3782,3	2	3751565
4	424,5	-184,5	34040,3	7	117100504

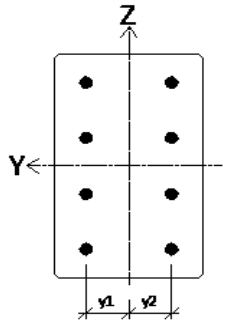


$I_{s,yy}$ = 2,42,E+08 mm^4 $\quad I_{s,yy} = \Sigma I_{s,yy,n}$

$i_{s,yy}$ = 165,39 mm $\quad i_{s,yy} = (I_{syy} / A_{stot})^{0.5}$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Z-Z akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	y [mm]	y^2 [mm^2]	kpl	$I_{s,zz,n}$
1	55,5	184,5	34040,3	**4**	66914574
2	117,0	123,0	15129,0	**2**	14891211
3	178,5	61,5	3782,3	**2**	3751565
4	240,0	0,0	0,0	**2**	38350
5	301,5	-61,5	3782,3	**2**	3751565
6	363,0	-123,0	15129,0	**2**	14891211
7	424,5	-184,5	34040,3	**4**	66914574



$I_{s,zz}$ = 1,71,E+08 mm^4 $\quad I_{s,zz} = \Sigma I_{s,zz,n}$

$i_{s,zz}$ = 139,18 mm $\quad i_{s,zz} = (I_{szz} / A_{stot})^{0.5}$

2. Virumaluvun laskenta (EC2 liite B)

t_0 =	**28**	d	RH =	**45,00 %**		H =	**480**	mm
t =	**3650**	d	f_{cm} =	**48,00**	MPa	B =	**480**	mm
u =	1920	mm	u =	2*(B+H)		A_c =	230400	mm
h_0 =	240,00	mm	h_0 =	$2*u/A_c$				

α_1 =	0,802	α_2 =	0,939	α_3 =	0,854
α_1 =	$[35/f_{cm}]^{0,7}$	α_2 =	$[35/f_{cm}]^{0,2}$	α_3 =	$[35/f_{cm}]^{0,5}$

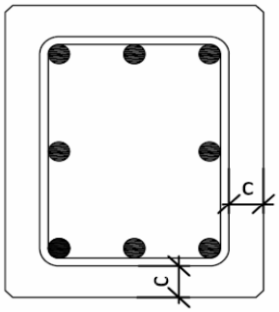
$\beta(f_{cm})$ =	2,425	$\beta(f_{cm})$ =	$16.8/(f_{cm})^{0.5}$
$\beta(t_0)$ =	0,488	$\beta(t_0)$ =	$1/[0.1+t_0^{0.2}]$

β_H =	573,484	β_H ($f_{cm} \leq 35$) =	$MIN\{ 1.5*[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 ; 1500\}$
		β_H ($f_{cm} > 35$) =	$MIN\{ 1.5*[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250*\alpha_3 ; 1500*\alpha_3\}$
φ_{RH} =	1,605	φ_{RH} ($f_{cm} \leq 35$) =	$1+(1-RH/100)/(0.1*h_0^{1/3})$
		φ_{RH} ($f_{cm} > 35$) =	$[1+(1-RH/100)/(0.1*h_0^{1/3})*\alpha_1]*\alpha_2$
φ_0 =	1,901	φ_0 =	$\varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$
$\beta_c(t,t_0)$ =	0,957	$\beta c(t,t_0)$ =	$[(t-t_0)/(\beta_H+t-t_0)]^{0.3}$
$\varphi(t,t_0)$ =	**1,819**	$\varphi(t,t_0)$ =	$\varphi_0 * \beta_c(t,t_0)$

TARKISTUKSET Sivu3(7)

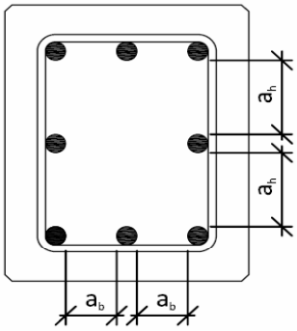
3. Betonipeitteen minimipaksuuden nimellisarvon laskenta (EC2 kohta 4.4)

$c_{min,b}$ =	**17**	mm	$c_{min,b}$ =MAX { $Ø_{main}$ - $Ø_{haka}$; $Ø_{haka}$ }
$c_{min,dur,basic}$ =	10	mm	$f_{ck,min}$ = 20 MPa
$+c_{min,100v}$ =	0	mm	Ehto: $f_{ck} \geq f_{ck,min}$ **OK**
$+c_{min,fck}$ =	-5	mm	$f_{ck,väh}$ = 30 MPa
$+c_{min,rkl}$ =	0	mm	
$c_{min,dur}$ =	**5**	mm	$c_{min,dur}=c_{min,dur,basic}+c_{min,100v}+c_{min,fck}+c_{min,rkl}$
$\Delta c_{dur,\gamma}$ =	0	mm	
$\Delta c_{dur,st}$ =	0	mm	
$\Delta c_{dur,add}$ =	0	mm	
c_{min} =	17	mm	c_{min} =MAX { $c_{min,b}$; $c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add}$; 10mm }
Δc_{dev} =	10	mm	
c_{nom} =	**27**	**mm**	$c_{nom} = \Delta c_{dev} + c_{min}$
			EHTO:
Betonipeite, c =	35	mm	$c \geq c_{nom}$ **OK**



4. Tankojen välisen vapaan välin minimietäisyyden laskenta (EC2 kohta 8.2)

k_1 =	1		
k_2 =	3	mm	
$Ø_{main}$ =	25	mm	
d_g =	32	mm	a_{min} =MAX { $k_1*Ø_{main}$; d_g+k_2 ; 20mm }
a_{min} =	**35**	**mm**	
			EHTO:
a_h =	98,00	mm	$a_h \geq a_{min}$ **OK**
a_b =	36,50	mm	$a_b \geq a_{min}$ **OK**



5. Pääraudoituksen minimi/maksimivaatimukset (EC2 kohta 9.5.2)

A_c =	230400	mm^2	$N_{Ed,max}$= 1590 kN
$A_{s,min}$ =	460,8	mm^2	$A_{s,min}$= MAX { $0.1*N_{Ed,max}/f_{yd}$; $0.002*A_c$ }
$A_{s,max}$ =	13824	mm^2	$A_{s,max}$= $0.06*A_c$
			EHTO:
A_{stot} =	8836	mm^2	$A_{stot} \geq A_{smin}$ **OK**
			$A_{stot} \leq A_{smax}$ **OK**

6. Hakaraudoituksen minimi ja maksimivaatimukset (EC2 kohta 9.5.3)

$Ø_{h,min}$ =	6,25	mm	$Ø_{h,min}$=MAX { 0.25*Ø ; 6mm }	EHTO: $Ø_{haat} \geq Ø_{h,min}$ **OK**
$s_{cl,tmax}$ =	375	mm	$s_{cl,tmax}$=MIN { $15*Ø_{main}$; min(H, B) ; 400 mm }	EHTO: $s \leq s_{cl,tmax}$ **OK**

7. Päätankojen sitominen, (EC2 kohta 9.5.3(6))

9.5.3(6) Jokainen poikkileikkauksen nurkkaan sijoitettu päätanko sidotaan haoilla. Poikkileikkauksen puristetussa osassa mikään päätanko ei saa olla kauempana kuin 150mm etäisyydellä sidotusta tangosta.

Max etäisyys H sivulla =	123	mm	OK
Max etäisyys B sivulla =	185	mm	LISÄHAAT TARVITAAN

MITOITUSLASKELMAT Sivu4(7)

8. Ekvivalentin vakiomomentin M_{0e} laskeminen, (EC2 kohta 5.8.8.2)

$M_{01,yy}$ = MIN ($|M_{0yy,top}|$; $|M_{0yy,btm}|$)
$M_{02,yy}$ =MAX ($|M_{0yy,top}|$; $|M_{0yy,btm}|$)
$M_{0e,yy}$ =MAX { $0.6*M_{02,yy}+0.4*M_{01,yy}$; $0.4*M_{02,yy}$ }

$M_{01,zz}$ = MIN ($|M_{0zz,top}|$; $|M_{0zz,btm}|$)
$M_{02,zz}$ =MAX ($|M_{0zz,top}|$; $|M_{0zz,btm}|$)
$M_{0e,zz}$ =MAX { $0.6*M_{02,zz}+0.4*M_{01,zz}$; $0.4*M_{02,zz}$ }

Ehto: $|M_{02,yy}| \geq |M_{01,yy}|$, $|M_{02,zz}| \geq |M_{01,zz}|$

	Y-Y akselin ympäri			Z-Z akselin ympäri			
	$M_{01,yy}$ [kNm]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{01,zz}$ [kNm]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	
1	**0,0**	201,3	**120,8**	**0,0**	120,8	**72,5**	
2	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	
3	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	
4	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	

9. Mittaepätarkkuuksien aiheuttaman taivutusmomentin laskenta (EC2 kohta 5.2, menetelmä a))

θ_0 = 1/200
θ_i = 3/671
$\theta_i = \theta_0*\alpha_m*\alpha_h$

m = 1
α_m = 1
$\alpha_m = [0,5*(1+1/m)]^{0,5}$

L = 5,0 m
α_h = 0,894
$\alpha_h = 2/(L)^{0,5}$; $2/3<\alpha_h<1$

	N_{Ed} [kN]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]
1	1590	38,8	0,0
2	0	0,0	0,0
3	0	0,0	0,0
4	0	0,0	0,0

Huomioi epätarkkuus(e_i): Z-Z suunnassa

$e_{i,zz}$ = 24,4 mm $e_{i,zz} = \theta_i*L_{0,yy}/2$
$e_{i,yy}$ = 24,4 mm $e_{i,yy} = \theta_i*L_{0,zz}/2$

$M_{i,yy} = e_{i,zz}*N_{Ed}$
$M_{i,zz} = e_{i,yy}*N_{Ed}$

10. Tehollisen virumaluvun ϕ_{ef} laskenta (EC2 kohta 5.8.4)

	$M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy}$	$\varphi_{ef,yy}$	$M_{0Eqp,zz}/M_{0Ed,zz}$	$\varphi_{ef,zz}$
1	0,87	***1,58***	0,87	**1,58**
2	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**
3	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**
4	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**

Virumaluku:
$\varphi(t,t_0)$ = 1,82

$\varphi_{ef,yy} = \varphi(t,t_0)*(M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy})$
$\varphi_{ef,yy} = \varphi(t,t_0)*(M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy})$

11. Taivutuskestävyden M_{Rd} ratkaiseminen eri N_{Ed} arvoille

11.1. Taivutuskestävyys M_{Rdyy} Y-Y akselin ympäri

$M_{Rdyy} = fM_{Rd}+f\Delta M_{Rd}*[(N_{Ed}-fN_{Rd,yy})/f\Delta N_{Rd}]$

	N_{Ed} [kN]	$fN_{Rd,yy}$ [kN]	$fM_{Rd,yy}$ [kNm]	$f\Delta N_{Rd,yy}$ [kN]	$f\Delta M_{Rd,yy}$ [kNm]	$M_{Rd,yy}$ [kNm]
1	1590	1407,2	842,1	247,2	7,8	**847,9**
2	0	-275,3	669,0	413,7	54,7	**705,4**
3	0	-275,3	669,0	413,7	54,7	**705,4**
4	0	-275,3	669,0	413,7	54,7	**705,4**

11.2. Taivutuskestävyys M_{Rdzz} Z-Z akselin ympäri

$M_{Rdzz} = fM_{Rd,zz}+f\Delta M_{Rd,zz}*[(N_{Ed}-fN_{Rd,zz})/f\Delta N_{Rd}]$

	N_{Ed} [kN] [kN]	$fN_{Rd,zz}$ [kN]	$fM_{Rd,zz}$ [kNm]	$f\Delta N_{Rd,zz}$ [kN]	$f\Delta M_{Rd,zz}$ [kNm]	$M_{Rd,zz}$ [kNm]
1	1590	1479,0	708,4	320,7	3,6	**709,6**
2	0	-197,2	608,7	327,5	29,6	**626,5**
3	0	-197,2	608,7	327,5	29,6	**626,5**
4	0	-197,2	608,7	327,5	29,6	**626,5**

12. Erillisten sauvojen hoikkuuskriteerin λ_{lim} laskenta (EC2 kohta 5.8.3.1)

Sivu5(7)

B = 1,57 $\quad B = (1+2*\omega)^{0.5}$

12.1. Hoikkuuskriteeri Y-Y akselin ympäri

$A_{yy} = 1/(1+0.2*\varphi_{ef,yy})$

$C_{yy} = 1.7 - r_{m,yy}$

$\lambda_{lim,yy} = 20*A_{yy}*B*C_{yy}/(n^{0.5})$

$$r_{m,yy} = \begin{cases} 1 & \text{jos rakenne on sivusiirtyvä (mastopilari)} \\ 1 & \text{jos } M_{02,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed} = 0 \\ (M_{01,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed})/(M_{02,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed}) & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$$

$n = N_{Ed}/(A_c*f_{cd})$

Ehto hoikkuudelle:

	N_{Ed} [kN]	n	A_{yy}	$r_{m,yy}$	C_{yy}	$\lambda_{lim,yy}$	λ_{yy}	$\lambda_{yy}>\lambda_{lim,yy}$
1	1590,0	0,30	0,76	1,00	0,70	30,3	78,7	**Hoikka**
2	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	78,7	**Ei-hoikka**
3	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	78,7	**Ei-hoikka**
4	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	78,7	**Ei-hoikka**

12.2. Hoikkuuskriteeri Z-Z akselin ympäri

$A_{zz} = 1/(1+0.2*\varphi_{ef,zz})$

$C_{zz} = 1.7 - r_{m,zz}$

$\lambda_{lim,zz} = 20*A_{zz}*B*C_{zz}/(n^{0.5})$

$$r_{m,zz} = \begin{cases} 1 & \text{jos rakenne on sivusiirtyvä (mastopilari)} \\ 1 & \text{jos } M_{02,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed} = 0 \\ (M_{01,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed})/(M_{02,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed}) & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$$

$n = N_{Ed}/(A_c*f_{cd})$

Ehto hoikkuudelle:

	N_{Ed} [kN]	n	A_{zz}	$r_{m,zz}$	C_{zz}	$\lambda_{lim,zz}$	λ_{zz}	$\lambda_{zz}>\lambda_{lim,zz}$
1	1590,0	0,30	0,76	1,00	0,70	30,3	78,7	**Hoikka**
2	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	78,7	**Ei-hoikka**
3	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	78,7	**Ei-hoikka**
4	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	78,7	**Ei-hoikka**

13. Toisen kertaluvun momentin laskenta nimellisellä kaarevuudella (EC2 kohta 5.8.8.3)

n_u = 1,74 $\quad n_u = 1+\omega$

$n_{bal,yy}$ = 0,439 $\quad n_{bal,yy} = N_{Rd,bal,yy}/(A_c*f_{cd})$

$n_{bal,zz}$ = 0,474 $\quad n_{bal,zz} = N_{Rd,bal,zz}/(A_c*f_{cd})$

13.1. Toisen kertaluvun taivutusmomentti Y-Y akselin ympäri

β_{yy} = 0,026 $\quad \beta_{yy} = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda_{yy}/150$

$i_{s,yy}$ = 165,4 mm

d_{yy} = 405,4 mm $\quad d_{yy} = H/2 + i_{s,yy}$

$(1/r_0)_{yy}$ = 0,000012 1/mm $\quad (1/r_0)_{yy} = \varepsilon_{yd}/(0.45*d_{yy})$

Normaalivoiman korjauskerroin: $K_{r,yy} = (n_u-n)/(n_u-n_{bal,yy}) \leq 1$

Viruman korjauskerroin $K_{\varphi,yy} = 1+ \beta_{yy} * \varphi_{ef,yy} \geq 1$

Kaarevuus: $(1/r)_{yy} = K_{r,yy} * K_{\varphi,yy} * (1/r_0)_{yy}$

Taipuma: $e_{2,zz} = (1/r)_{yy}*L_{0yy} / c_{yy}$

Toisen kertaluvun momentti:

$$M_{2,yy} = \begin{cases} e_{2,zz}*N_{Ed} & \text{, jos } \lambda_{yy} > \lambda_{lim,yy} \\ 0 & \text{, jos } \lambda_{yy} \leq \lambda_{lim,yy} \\ 0 & \text{, jos } M_{2,yy} < 0.1*(M_{0e,yy} + M_{i,yy}) \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	n	$K_{r,yy}$	$\varphi_{ef,yy}$	$K_{\varphi,yy}$	$(1/r)_{yy}$ [1/mm]	c_{yy}	$e_{2,zz}$ [mm]	$M_{2,yy}$ [kNm]
1	1590	0,30	1,000	1,6	1,040	0,000012	8,00	184,1	**292,8**
2	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000012	0,00	0,0	**0,0**
3	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000012	0,00	0,0	**0,0**
4	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000012	0,00	0,0	**0,0**

13.2. Toisen kertaluvun taivutusmomentti Z-Z akselin ympäri

Sivu6(7)

β_{zz} = 0,026 $\qquad \beta_{zz} = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda_{zz}/150$

$i_{s,zz}$ = 139,2 mm

d_{zz} = 379,2 mm $\qquad d_{zz} = B/2 + i_{s,zz}$

$(1/r_0)_{zz}$ = 0,000013 1/mm $\qquad (1/r_0)_{zz} = \varepsilon_{yd}/(0.45*d_{zz})$

Normaalivoiman korjauskerroin: $K_{r,zz} = (n_u-n)/(n_u-n_{bal,zz}) \leq 1$

Viruman korjauskerroin: $K_{\varphi,zz} = 1+ \beta_{zz} * \varphi_{ef,zz} \geq 1$

Kaarevuus: $(1/r)_{zz} = K_{r,zz} * K_{\varphi,zz} * (1/r_0)_{zz}$

Taipuma: $e_{2,yy} = (1/r)_{zz}*L_{0zz} / c_{zz}$

Toisen kertaluvun momentti:

$$M_{2,zz} = \begin{cases} e_{2,yy}*N_{Ed} & \text{, jos } \lambda_{zz} > \lambda_{lim,zz} \\ 0 & \text{, jos } \lambda_{zz} \leq \lambda_{lim,zz} \\ 0 & \text{, jos } M_{2,zz} < 0.1*(M_{0e,zz} + M_{i,zz}) \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	n	$K_{r,zz}$	$\varphi_{ef,zz}$	$K_{\varphi,zz}$	$(1/r)_{zz}$ [1/mm]	c_{zz}	$e_{2,yy}$ [mm]	**$M_{2,yy}$ [kNm]**
1	1590,0	0,30	1,000	1,58	1,040	0,000013	10,00	157,5	**250,4**
2	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000013	0,00	0,0	**0,0**
3	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000013	0,00	0,0	**0,0**
4	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000013	0,00	0,0	**0,0**

14. Taivutusmomentin mitoitusarvot (EC2 kohta 5.8.8.2 sekä 6.1(4))

14.1. Mitoittava taivutusmomentti Y-Y akselin ympäri

$e_{0,zz}$ = 20,00 mm $\qquad e_{0,zz} = MAX(20mm ; H/30)$

Sivusiirtymättömälle rakenteelle:

$$M_{Ed,yy}=MAX \begin{cases} e_{0,zz} * N_{Ed} \\ M_{02,yy} + M_{i,yy} \\ M_{0e,yy} + M_{2,yy} + M_{i,yy} \end{cases}$$

Sivusiirtyvälle rakenteelle:

$$M_{Ed,yy} = MAX \begin{cases} e_{0,zz} * N_{Ed} \\ M_{02,yy} + M_{2,yy} + M_{i,yy} \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{2,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$e_{0,zz}*N_{Ed}$ [kNm]	**$M_{Ed,yy}$ [kNm]**	**$M_{Rd,yy}$ [kNm]**	Ehto: $M_{Rd,yy} \geq M_{Ed,yy}$
1	1590,0	201,3	120,8	292,8	38,8	31,8	**532,8**	**847,9**	OK
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**705,4**	OK
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**705,4**	OK
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**705,4**	OK

14.2. Mitoittava taivutusmomentti Z-Z akselin ympäri

$e_{0,yy}$ = 20,00 **mm** $\qquad e_{0,yy} = MAX(20mm ; B/30)$

Sivusiirtymättömälle rakenteelle:

$$M_{Ed,zz}=MAX \begin{cases} e_{0,yy} * N_{Ed} \\ M_{02,zz} + M_{i,zz} \\ M_{0e,zz} + M_{2,zz} + M_{i,zz} \end{cases}$$

Sivusiirtyvälle rakenteelle:

$$M_{Ed,zz} = MAX \begin{cases} e_{0,yy} * N_{Ed} \\ M_{02,zz} + M_{2,zz} + M_{i,zz} \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	$M_{2,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]	$e_{0,yy}*N_{Ed}$ [kNm]	**$M_{Ed,zz}$ [kNm]**	**$M_{Rd,zz}$ [kNm]**	Ehto: $M_{Rd,zz} \geq M_{Ed,zz}$
1	1590,0	120,8	72,5	250,4	0,0	31,8	**371,2**	**709,6**	OK
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**626,5**	OK
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**626,5**	OK
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**626,5**	OK

15. Vinon taivutuksen tarkistus (EC2 kohta 5.8.9(4)) Sivu7(7)

$N_{Rd,comp.}$=	9064,0	kN	$N_{Rd,comp.} = A_c*f_{cd} + A_s*f_{yd}$
$N_{Rd,tens.}$=	3841,6	kN	$N_{Rd,tens.} = A_s*f_{yd}$

Eksponentti a suorakaidepoikkileikkaukselle (väliarvot interpoloidaan lineaarisesti)

N_{Ed} / N_{Rd} =	≤0.1	0,7	≥1
a =	1,0	1,5	2,0

Kaava (5.39) = $(M_{Edyy}/M_{Rdyy})^a + (M_{Edzz}/M_{Rdzz})^a \leq 1.0$

Tapaus	N_{Ed} [kN]	N_{Ed}/N_{Rd}	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) ≤ 1
1	1590,0	0,175	1,063	0,628	0,523	**1,112**	**VIRHE - Vinotaivutus liian suuri**
2	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK
3	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK
4	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK

FMC GROUP

----- VALITSE YHTIÖ -----

Rakennelaskelma, tulos

Tekijä: PMA | Sivu: 1 (3)

Päiväys: 16.4.2012

Rakennuskohde:	Työ no:	**Sisältö:**	Sijainti:
Insinöörityö		2-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Versio 1.51

SKOL **Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011**

Poikkileikkauksen mitat:

Korkeus, H =	**480**	mm
Leveys , B =	**480**	mm
A_c =	**230400**	mm2

Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:

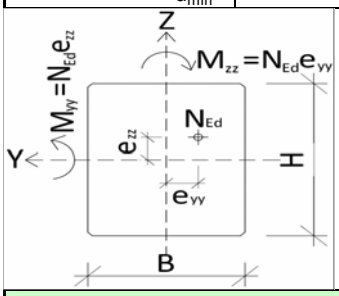
Betonipeite, c =	**35**	mm
Δc_{dev} =	**10**	mm
Max rakoko, d_g =	**32**	mm
c_{nom} =	27	mm
a_{min} =	35	mm

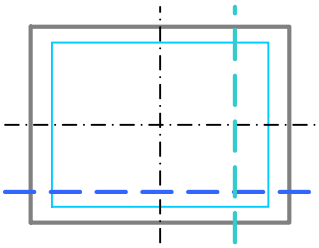
Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:

Pilarin pituus, L =	**5000**	mm			
μ_{yy} =	2,18		μ_{zz} =	2,18	
$L_{0,yy}$ =	10900	mm	$L_{0,zz}$ =	10900	mm
$i_{,yy}$ =	138,6	mm	$i_{,zz}$ =	138,6	mm
λ_{yy} =	78,66		λ_{zz} =	78,66	

Olosuhdetekijät:

t0 =	28	Rasitusluokka =	XC1
t =	3650	Suun. käyttöikä =	50 vuotta
$\varphi(t,t_0)$ =	1,819	RH =	45 %





Raudoitus:

$Ø_{main}$ =	**25**	mm
teräsriv. h sivulla =	**4**	**=nh**
teräsriv. b sivulla =	**7**	**=nb**
∑bars =	18	kpl
ω =	0,736	
$Ø_{Haat}$ =	**8**	mm
$Ø_{haka,min}$ =	6,25	mm
s =	**350**	mm
$s_{cl,max}$ =	375	mm
A_s =	8836	mm2
$A_{s,min}$ =	460,8	mm2
$A_{s,max}$ =	13824	mm2
$i_{s,yy}$ =	165,4	mm
$i_{s,zz}$ =	139,2	mm
d_{yy} =	405,4	mm
d_{zz} =	379,2	mm

UMPIHAAT RIITTÄVÄT

Materiaalit:

Rakenneluokka = 2

BETONITERÄS

Osavarmuusluku, γs = 1,15

f_{yk} [Mpa]	f_{yd} [Mpa]	E_s [Mpa]	ε_{yd} [‰]	ε_{ud} [‰]
500	434,78	200000	2,174	10

BETONI

α_{cc} = 0,85

Osavarmuusluku, γc = 1,5

f_{ck} [Mpa]	f_{cd} [Mpa]	f_{cm} [Mpa]	E_{cm} [Gpa]	ε_{c3} [‰]	ε_{cu3} [‰]	λ	η
C40/50	40	22,67	48	23,48	1,75	3,5	0,8	1

Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei

Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa

Rakenne on:

Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa

Sivusiirtyvä(mastopilari) Y-Y suunnassa

	MRT - Murtorajatilan voimasuureet [kN] ja [kNm]					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
Tapaus 1	1590			-201	121	0,870	0,870	8,0	10,0
Tapaus 2									
Tapaus 3									
Tapaus 4									

SKOL	**Rakennelaskelma, tulos**	
	Tekijä: PMA	Sivu: 2 (3)
	Päiväys: 16.4.2012	

Rakennuskohde:	Työ no:	**Sisältö:**	Sijainti:
Insinöörityö		2-suuntaan taivutettu teräsbetonipilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Versio 1.51

Mitoitus Y-Y akselin ympäri

Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta

	N_{Ed} [kN]	$M_{01,yy}$ [kNm]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]
Tapaus 1	1590		201,25	120,75	38,75
Tapaus 2					
Tapaus 3					
Tapaus 4					

Huomioi epätarkkuus(ei): Z-Z suunnassa

$e_{i,zz}$ = 24,37 mm

Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta

	λ_{yy}	$\lambda_{yy}>\lambda_{lim,yy}$	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0E,yy}$ [kNm]	$M_{2,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$e_{0,zz}*N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,yy}$ [kNm]	$M_{Rd,yy}$ [kNm]
Tapaus 1	30,3	Hoikka	201,25	120,75	292,7792	38,8	31,8	**532,8**	847,9
Tapaus 2	9999,0	Ei-hoikka							705,4
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							705,4
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							705,4

Mitoitus Z-Z akselin ympäri

Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta

	N_{Ed} [kN]	$M_{01,zz}$ [kNm]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]
Tapaus 1	1590		120,75	72,45	
Tapaus 2					
Tapaus 3					
Tapaus 4					

Huomioi epätarkkuus(ei): Z-Z suunnassa

$e_{i,yy}$ = 24,37 mm

Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta

	λ_{zz}	$\lambda_{zz}>\lambda_{lim,zz}$	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0E,zz}$ [kNm]	$M_{2,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]	$e_{0,yy}*N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,zz}$ [kNm]	$M_{Rd,zz}$ [kNm]
Tapaus 1	30,3	Hoikka	120,75	72,45	250,42		31,8	**371,2**	709,6
Tapaus 2	9999,0	Ei-hoikka							626,5
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							626,5
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							626,5

Vino taivutus (EC2 kohta 5.8.9(4))

	N_{Ed} [kN]	N_{Ed}/N_{Rd}	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) < 1
Tapaus 1	1590	0,175	1,063	0,628	0,523	1,112	inotaivutus liian suuri
Tapaus 2			1,000				OK
Tapaus 3			1,000				OK
Tapaus 4			1,000				OK

HUOM! TÄMÄ LASKENTAPOHJA EI TEE PALOMITOITUSTA!
PALOMITOITUS TEHTÄVÄ ERIKSEEN EUROKOODI EN-1992-1-2 MUKAAN!

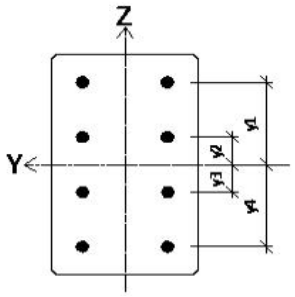
1. Raudoituksen jäyhyyssäteiden laskeminen Y-Y ja Z-Z akselien ympäri

H=	480	mm	$Ø_{main}$ =	25	mm	A_{stot} =	6872	mm^2
B=	480	mm	A_{s1} =	491	mm^2	$I_{Ømain}$ =	19174,8	mm^4

$I_{Ømain}$ = $\pi * Ø^4/64$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Y-Y akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	y [mm]	y^2 [mm2]	n [kpl]	$I_{s,yy,n}$
1	55,5	184,5	34040,3	6	100371860
2	240,0	0,0	0,0	2	38350
3	424,5	-184,5	34040,3	6	100371860

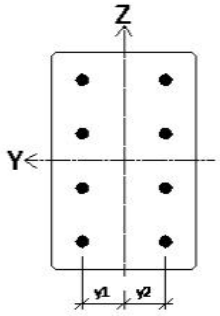


$I_{s,yy}$ = 2,01,E+08 mm^4 $\quad I_{s,yy} = \Sigma I_{s,yy,n}$

$i_{s,yy}$ = 170,93 mm $\quad i_{s,yy} = (I_{syy} / A_{stot})^{0.5}$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Z-Z akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	y [mm]	y^2 [mm2]	kpl	$I_{s,zz,n}$
1	55,5	184,5	34040,3	3	50185930
2	129,3	110,7	12254,5	2	12069167
3	203,1	36,9	1361,6	2	1375107
4	276,9	-36,9	1361,6	2	1375107
5	350,7	-110,7	12254,5	2	12069167
6	424,5	-184,5	34040,3	3	50185930



$I_{s,zz}$ = 1,27,E+08 mm^4 $\quad I_{s,zz} = \Sigma I_{s,zz,n}$

$i_{s,zz}$ = 136,08 mm $\quad i_{s,zz} = (I_{szz} / A_{stot})^{0.5}$

NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ

Sivu1(2)

MITOITTAVA TAIVUTUSMOMENTTI Y-Y AKSELIN YMPÄRI

Jäykkyyden vaikutuskerroin, raudoituksen vaikutus

K_s	1		

Jäykkyyden vaikutuskerroin, betonin vaikutus

K_c	0,08	$K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef})$	
k_1	1,41	$k_1=\sqrt{(f_{ck}/20MPa)}$	
k_2	0,141	$k_2=\eta \cdot (\lambda/170)$ kuitenkin $k_2<0,2$	

Tehollinen virumaluku

φ_{ef}	1,58	kts. Vertailulaskelmien sivu 7	

Suhteellinen normaalivoima

η	0,150	kts. Vertailulaskelmien sivu 8	

momenttijakaumakerroin				momenttijakaumakerroin	
β	0,822		$\beta=\pi^2/c_0$	c_0	12
betonin kimmokertoimen mitoitusarvo				betonin kimmokertoimen osavarmuusluku	
E_{cd}	29166,7	N/mm^2	$E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{cE}$	γ_{cE}	1,2
betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti					
I_c	4423680000	mm^4	$I_c=(B \cdot H^3)/12$		
raudoituksen jäyhyysmomentti					
I_s	200782070	mm^4	kts. Vertailulaskelmien sivu 13		
nimellisjäykkyys					
EI	50119,6	kNm^2			
nurjahduskuorma					
N_b	4163,5	kN	$N_b=\pi^2 \cdot (EI)_{ef}/L_0^2$		
momentin suurennoskerroin					
	1,51		$1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]$		

1.kertaluvun momentti murtorajatilassa

M_{0Ed}	240,0	kNm	$M_{0Ed}=M_{0yy,btm}+N_{Ed}*e_i$

Kokonaismitoitusmomentti

M_{Ed}	362,0	kNm	$M_{Ed}=M_{0Ed} \cdot \{1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]\}$

NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ

Sivu2(2)

MITOITTAVA TAIVUTUSMOMENTTI Z-Z AKSELIN YMPÄRI

Jäykkyyden vaikutuskerroin, raudoituksen vaikutus

K_s	1		

Jäykkyyden vaikutuskerroin, betonin vaikutus

K_c	0,08	$K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef})$	
k_1	1,41	$k_1=\sqrt{(f_{ck}/20MPa)}$	
k_2	0,141	$k_2=\eta \cdot (\lambda/170)$ kuitenkin $k_2<0,2$	

Tehollinen virumaluku

φ_{ef}	1,58	kts. Vertailulaskelmien sivu 7	

Suhteellinen normaalivoima

η	0,150	kts. Vertailulaskelmien sivu 8	
momenttijakaumakerroin			momenttijakaumakerroin
β	0,822	$\beta=\pi^2/c_0$	c_0 12
betonin kimmokertoimen mitoitusarvo			betonin kimmokertoimen osavarmuusluku
E_{cd}	29166,7 N/mm^2	$E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{cE}$	γ_{cE} 1,2
betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti			
I_c	4423680000 mm^4	$I_c=(B \cdot H^3)/12$	
raudoituksen jäyhyysmmentti			
I_s	127260408 mm^4	kts. Vertailulaskelmien sivu 13	
nimellisjäykkyys			
EI	35415,3 kNm^2		
nurjahduskuorma			
N_b	2942,0 kN	$N_b=\pi^2 \cdot (EI)_{ef}/L_0^2$	
momentin suurennoskerroin			
	1,97	$1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]$	

1.kertaluvun momentti murtorajatilassa

M_{0Ed}	120,8 kNm	$M_{0Ed}=M_{0zz,btm}$	

Kokonaismitoitusmomentti

M_{Ed}	237,5 kNm	$M_{Ed}=M_{0Ed} \cdot \{1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]\}$	

MONIKERROSPILARI

LASKELMAT ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2012 - OHJELMALLA

Sisällysluettelo:

MONIKERROSPILARI
NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ
L=7,0m

1 Level:

- Name : Level +7,00
- Reference level : 0,00 (m)
- Concrete creep coefficient : φ_p = 1,15
- cement class : N
- Environment class : XC1
- Structure class : S1

2 Column: Column1 Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C40/50 f_{ck} = 40,00 (MPa)
  Unit weight : 2501,36 (kG/m3)
  Aggregate size : 32,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)
  Ductility class : -
- Transversal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1	Rectangular	580,0 x 580,0 (mm)
2.2.2	Height: L	= 7,00 (m)
2.2.3	Slab thickness	= 0,00 (m)
2.2.4	Beam height	= 0,00 (m)
2.2.5	Cover	= 30,0 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- Ties : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day
- Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
MRT	design(Structural)	1	1,00	1755,00	0,00	-301,88	-0,00	259,88

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Safety factors Rd/Ed = 1,04 > 1.0 (Mitoitettu suoraan vinosta taivutuksesta aiheutuvalle jännitystilalle)

Safety factors Rd/Ed = 0,84 < 1.0 (Mitoitettu yksinkertaistettua mitoitusehtoa käyttäen)

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: MRT (B)
Internal forces:
Nsd = 1755,00 (kN) Msdy = -301,88 (kN*m) Msdz = 259,88 (kN*m)
Design forces:
Lower node
N = 1755,00 (kN) N*etotz = -757,13 (kN*m) N*etoty= 664,52 (kN*m)

Eccentricity:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
Static	eEd:	-172,0 (mm)	148,1 (mm)
Imperfection	ei:	28,8 (mm)	0,0 (mm)
II order	e2:	230,6 (mm)	230,6 (mm)
Minimal	emin:	20,0 (mm)	20,0 (mm)
Total	etot:	-431,4 (mm)	378,6 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
7,00	15,26	91,14	34,54	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -301,88 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = -301,88 (kN*m)
ea = θ1*lo/2 = 28,8 (mm)
θ1 = θo * αh * αm = 0,00
θo = 0,01
αh = 0,76
αm = (0,5(1+1/m))^0.5 = 1,00
m = 1,00
Method based on nominal curvature
M2 = N * e2 = 404,65 (kN*m)
e2 = lo^2 / c * (1/r) = 230,6 (mm)
c = 10,00
(1/r) = Kr*Kϕ*(1/r0) = 0,01
Kr = 1,00
Kϕ = 1 + β*φef = 1,00
β = 0.35+fck/200-λ/150 = -0,06
φef = 1,15
1/r0 =(fyd/Es)/(0.45*d) = 0,01
d = 487,9 (mm) (5.35)
Es = 200000,00 (MPa)
fyd = 434,78 (MPa)
MEdmin = 35,10 (kN*m)
MEd = max(MEdmin,M0Ed + M2) = -757,13 (kN*m)

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
7,00	15,26	91,14	34,54	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

M2 = 259,88 (kN*m) M1 = -0,00 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = 259,88 (kN*m)
ea = 0,0 (mm)
Method based on nominal curvature
M2 = N * e2 = 404,65 (kN*m)
e2 = lo^2 / c * (1/r) = 230,6 (mm)
c = 10,00
(1/r) = Kr*Kϕ*(1/r0) = 0,01
Kr = 1,00
Kϕ = 1 + β*φef = 1,00
β = 0.35+fck/200-λ/150 = -0,06
φef = 1,15
1/r0 =(fyd/Es)/(0.45*d) = 0,01
d = 487,9 (mm) (5.35)
Es = 200000,00 (MPa)
fyd = 434,78 (MPa)
MEdmin = 35,10 (kN*m)
MEd = max(MEdmin,M0Ed + M2) = 664,52 (kN*m)

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area	Asr = 9817,48 (mm2)
Ratio:	ρ = 2,92 %

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

- 20 ϕ25 l = 6,95 (m)

Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups:	21 ϕ8	l = 2,16 (m)
pins	21 ϕ8	l = 2,16 (m)

MONIKERROSPILARI
NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ
L=7,0m

1 Level:

- Name : Level +7,00
- Reference level : 0,00 (m)
- Concrete creep coefficient : φ_p = 1,15
- cement class : N
- Environment class : XC1
- Structure class : S1

2 Column: Column1 Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C40/50 f_{ck} = 40,00 (MPa)
  Unit weight : 2501,36 (kG/m3)
  Aggregate size : 32,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)
  Ductility class : -
- Transversal reinforcement: : A500HW f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1	Rectangular	580,0 x 580,0 (mm)
2.2.2	Height: L	= 7,00 (m)
2.2.3	Slab thickness	= 0,00 (m)
2.2.4	Beam height	= 0,00 (m)
2.2.5	Cover	= 30,0 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : SFS-EN 1992-1-1
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : yes
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- Ties : to slab
- More than 50 % loads applied: after 90 day
- Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
MRT	design(Structural)	1	1,00	1755,00	0,00	-301,88	-0,00	259,88

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Safety factors Rd/Ed = 1,05 > 1.0 (Mitoitettu suoraan vinosta taivutuksesta aiheutuvalle jännitystilalle)

Safety factors Rd/Ed = 0,93 < 1.0 (Mitoitettu yksinkertaistettua mitoitusehtoa käyttäen)

2.5.1 ULS Analysis

Design combination: MRT (B)
Internal forces:
Nsd = 1755,00 (kN) Msdy = -301,88 (kN*m) Msdz = 259,88 (kN*m)
Design forces:
Lower node
N = 1755,00 (kN) N*etotz = -690,98 (kN*m) N*etoty= 509,43 (kN*m)

Eccentricity:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
Static	eEd:	-172,0 (mm)	148,1 (mm)
Imperfection	ei:	28,8 (mm)	0,0 (mm)
Initial	e0:	-143,2 (mm)	148,1 (mm)
Minimal	emin:	20,0 (mm)	20,0 (mm)
Total	etot:	-393,7 (mm)	290,3 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
7,00	15,26	91,14	32,67	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -301,88 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = -301,88 (kN*m)
ea = θ1*lo/2 = 28,8 (mm)
θ1 = θo * αh * αm = 0,00
θo = 0,01
αh = 0,76
αm = (0,5(1+1/m))^0.5 = 1,00
m = 1,00
Method based on nominal stiffness

$$\left[1+\frac{\beta}{(N_B/N)-1}\right] = 1{,}96$$

β = 1,00
Nb = (π^2 * EJ)/ lo^2 = 3582,57 (kN)
EJ = Kc*Ecd*Jc+Ks*Es*Js = 84528,76 (kN*m2)
φef = 1,15
Jc = 9430413333,3 (mm4)
Js = 311017672,7 (mm4)
Kc = 0,08 ()
Ks = 1,00 ()
MEdmin = 35,10 (kN*m)

$$M_{Ed} = \max\left\{M_{Ed\min};\left[1+\frac{\beta}{(N_B/N)-1}\right]M_{0Ed}\right\} = -690{,}98 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
7,00	15,26	91,14	32,67	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

M2 = 259,88 (kN*m) M1 = -0,00 (kN*m)
Case: Cross-section at the column end (Lower node), Slenderness taken into account
M0 = 259,88 (kN*m)
ea = 0,0 (mm)
Method based on nominal stiffness

$$\left[1+\frac{\beta}{\left(N_B/N\right)-1}\right] = 1{,}96$$

β = 1,00
Nb = (π^2 * EJ)/ lo^2 = 3582,57 (kN)
EJ = Kc*Ecd*Jc+Ks*Es*Js = 84528,76 (kN*m2)
φef = 1,15
Jc = 9430413333,3 (mm4)
Js = 311017672,7 (mm4)
Kc = 0,08 ()
Ks = 1,00 ()
MEdmin = 35,10 (kN*m)

$$M_{Ed} = \max\left\{M_{Ed\min};\left[1+\frac{\beta}{\left(N_B/N\right)-1}\right]M_{0Ed}\right\} = 509{,}43 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area	Asr = 7853,98 (mm2)
Ratio:	ρ = 2,33 %

2.6 Reinforcement:

Main bars (A500HW):

- 16 ϕ25 l = 6,95 (m)

Transversal reinforcement: (A500HW):

stirrups:	21 ϕ8	l = 2,16 (m)
pins	21 ϕ8	l = 2,16 (m)

MONIKERROSPILARI

VERTAILULASKELMAT

NIMELLISEN KAAREVUUDEN MENETELMÄ
NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ

Sisällysluettelo:

Monikerrospilari

nurjahduspituus

$$l_0 = l \cdot \max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)\right\}$$

k_1 = yläpään kiertymäjoustavuuden suhteellinen arvo

k_2 = alapään kiertymäjoustavuuden suhteellinen arvo

$k_1 = 0{,}1$

$k_2 = \infty$

$l = 7000\ mm$

$$l_0 = 7000\ mm \cdot \max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{0{,}1 \cdot \infty}{0{,}1 + \infty}}; \left(1 + \frac{0{,}1}{1 + 0{,}1}\right) \cdot \left(1 + \frac{\infty}{1 + \infty}\right)\right\}$$

$$l_0 = 7000\ mm \cdot \max\{1{,}41; 2{,}18\}$$

$$\boldsymbol{l_0 = 15260\ mm}$$

FMC GROUP

Finnmap Consulting Oy, Ratamestarinkatu 7a, 00521 HELSINKI

Rakennelaskelma, lähtötiedot

Tekijä: PMA | Sivu: 1 (2)

Päiväys: 16.4.2012

Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:
Insinöörityö		Monikerrospilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari

Versio 1.51

SKOL Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011

Olosuhdetekijät:

Rasitusluokka =	XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä
Suun. käyttöikä =	50 vuotta	
RH =	45 %	#N/A
t_0 =	28	d
t =	3650	d

Materiaalit:

Rakenneluokka =	2	
Betoni =	C40/50	
Betoniteräs f_{yk} =	500	MPa

Poikkileikkauksen mitat:

Korkeus, H =	580	mm
Leveys , B =	580	mm

Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:

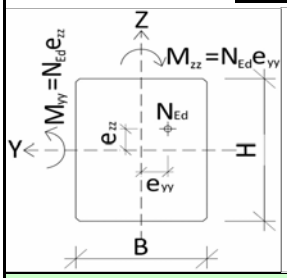
Pilarin pituus, L =	7000	mm
μ_{yy} =	2,18	Nurjahduskerroin, Y-Y
μ_{zz} =	2,18	Nurjahduskerroin, Z-Z

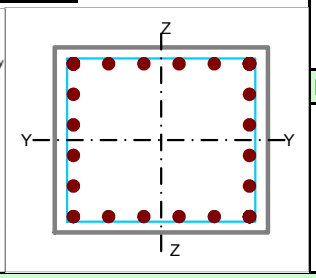
Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:

Betonipeite, c =	30	mm
Δc_{dev} =	10	mm
Max raekoko, d_g =	32	mm

Raudoitus:

$Ø_{main}$ =	25	mm
teräsriv. h sivulla =	6	$=n_h$
teräsriv. b sivulla =	6	$=n_b$
$Ø_{Haat}$ =	8	mm
s =	350	mm





Tarkistukset, Tulokset ja Maksimikäyttöasteet:

A_s =	9817,5	mm^2
$A_{s,min}$ =	672,8	mm^2
$A_{s,max}$ =	20184,0	mm^2
c_{nom} =	27	mm
a_{min} =	35	mm
$Ø_{haka,min}$ =	6,25	mm
$s_{cl,max}$ =	375	mm

	Y-Y-akselin ympäri[kNm]		Z-Z-akselin ympäri[kNm]		Vinotaivutus	
	$M_{Ed,yy}$	$M_{Rd,yy}$	$M_{Ed,zz}$	$M_{Rd,zz}$	(Eq 5.39)	
Tapaus 1	757,4	1181,4	664,8	1181,4	1,18	VIRHE - Vi
Tapaus 2	0,0	981,2	0,0	981,2	0,00	OK
Tapaus 3	0,0	981,2	0,0	981,2	0,00	OK
Tapaus 4	0,0	981,2	0,0	981,2	0,00	OK

$\varphi(t,t_0)$ =	1,76	$i_{,yy}$ =	167,4	λ_{yy} =	91,1	$L_{0,yy}$ =	15260,0	mm
		$i_{,zz}$ =	167,4	λ_{zz} =	91,1	$L_{0,zz}$ =	15260,0	mm

Ensimmäisen kertaluvun voimasuureet (sisältää pilarin oman painon):

Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei

Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa

Rakenne on:

Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa

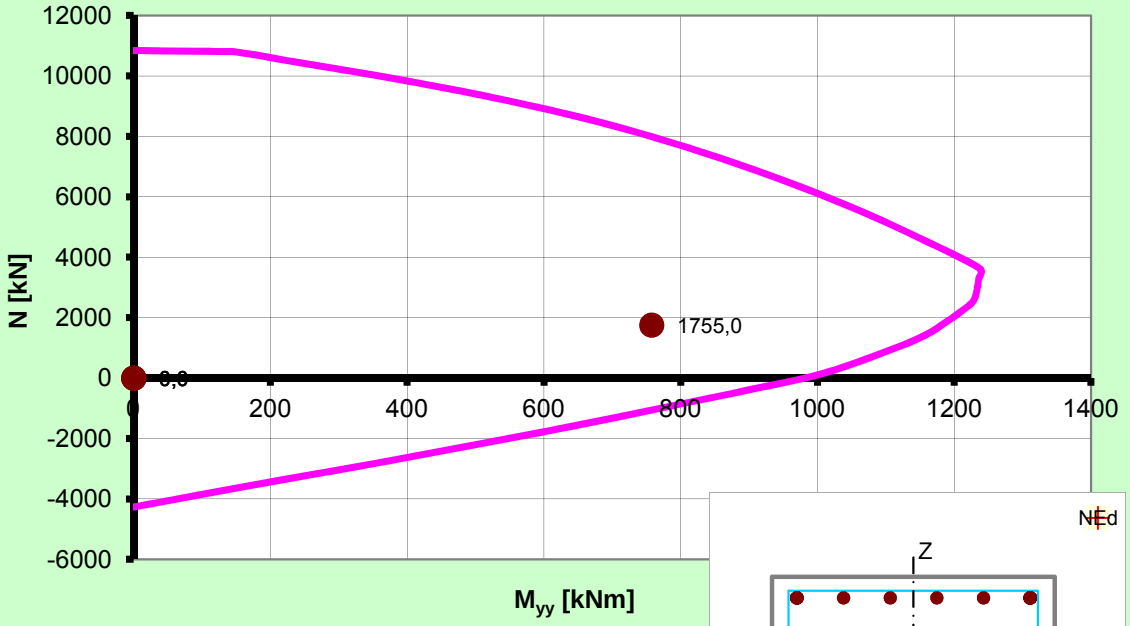
Sivusiirtyvä(mastopilari) Y-Y suunnassa

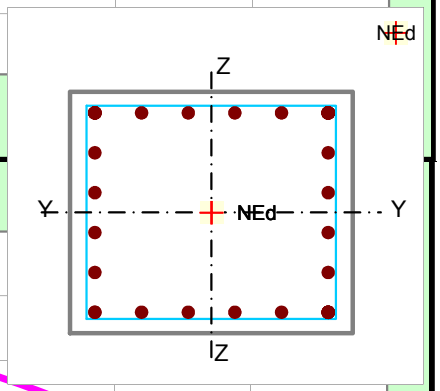
	Murtorajatilan voimasuureet pilarin päissä					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
Tapaus 1	1755	0	0	-301,88	259,88	0,66	0,65	10,0	10,0
Tapaus 2									
Tapaus 3									
Tapaus 4									

SKOL		**Rakennelaskelma, lähtötiedot**	
		Tekijä: PMA	Sivu: 2 (2)
		Päiväys: 16.4.2012	
Rakennuskohde: Insinöörityö	Työ no:	**Sisältö:** Monikerrospilari	Sijainti:

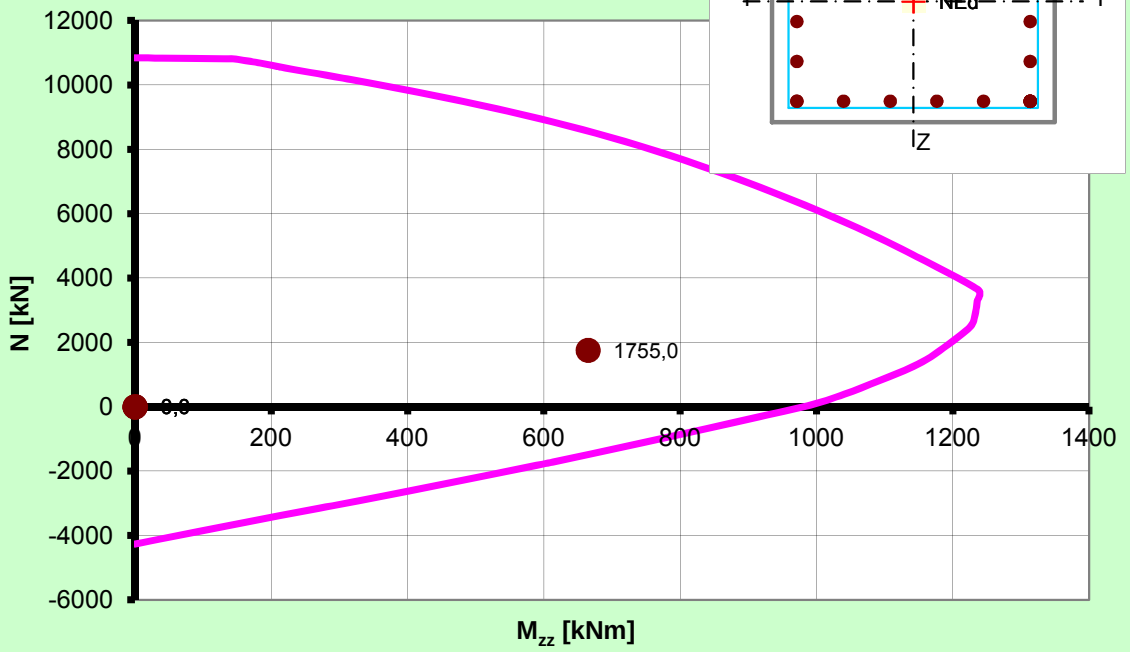
Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari Versio 1.51

Kapasiteettikäyrä Y-Y-akselin ympäri





Kapasiteettikäyrä Z-Z-akselin ympäri

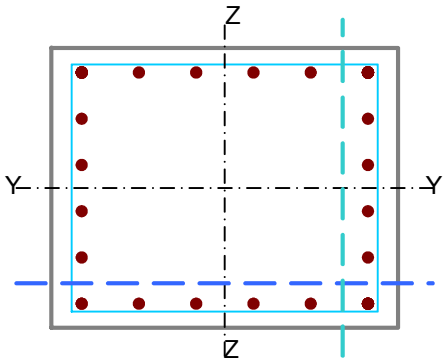


B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari/ Laskenta

Versio 1.51 | Sivu1(7)

Olosuhdetekijät:

	Tunnus	
Rasitusluokka =	XC1	
Suun. käyttöikä =	50 vuotta	
RH =	45 %	
t =	3650	d
t_0 =	28	d



BETONI

Rakenneluokka =	2
Osavarmuusluku, γ_c =	1,5
α_{cc} =	0,85

	f_{ck}	f_{cd}	f_{cm}	E_{cm}	ε_{c3}	ε_{cu3}	λ	η
Tunnus	MPa	MPa	MPa	GPa	‰	‰		
C40/50	40,00	22,67	48,00	23	1,75	3,50	0,80	1,00

BETONITERÄS

Osavarmuusluku, γ_s =	1,15

	f_{yk}	f_{yd}	E_s	ε_{yd}	ε_{ud}
Tunnus	MPa	MPa	MPa	‰	‰
500	500	434,8	200000	2,174	10

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c$
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$

RAKENNEOSAN MITAT JA GEOMETRIA:

Korkeus, H =	580	mm		L=	7000	mm
Leveys , B =	580	mm		μ_{yy} =	2,18	Nurjahduskerroin Y-Y akselin ympäri
A_c =	336400	mm^2	$A_c = B*H$	μ_{zz} =	2,18	Nurjahduskerroin Z-Z akselin ympäri
				Rakenne on:	Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa	
					Sivusiirtyvä(mastopilari) Y-Y suunnassa	
Betonipeite, c =	30	mm				
Δc_{dev} =	10	mm				
Max rakoko, d_g =	32	mm		Huomioi epätarkkuudet(e_i):	Z-Z suunnassa	

Raudoitus				Nurjahduspituudet			
$Ø_{main}$ =	25	mm		$L_{0,yy}$ =	15260	mm	$L_{0yy} = L*\mu_{yy}$
n_h =	6			$L_{0,zz}$ =	15260	mm	$L_{0zz} = L*\mu_{zz}$
n_b =	6			Jäyhyyssäteet			
∑bars =	20		∑bars = $2*n_h+2*(n_b-2)$	i_{yy} =	167,4	mm	$i_{yy} = H/(12)^{0.5}$
A_{stot} =	9817	mm^2		i_{zz} =	167,4	mm	$i_{zz} = B/(12)^{0.5}$
ω =	0,5598		$\omega = A_s*f_{yd}/(A_c*f_{cd})$	Hoikkuusluvut			
$Ø_{Haat}$ =	8	mm		λ_{yy} =	91,1		$\lambda_{yy} = L_{0yy} / i_{yy}$
s =	350	mm		λ_{zz} =	91,1		$\lambda_{zz} = L_{0zz} / i_{zz}$
				EHTO:	$\lambda_{yy} < 140$ OK		
					$\lambda_{zz} < 140$ OK		

SISÄISET VOIMASUUREET

	MRT - Murtorajatilan voimasuureet [kN] ja [kNm]					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
1	1755	0	0	-301,88	259,88	0,660	0,650	10,000	10,000
2	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
3	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000

Laskenta ja mitoitus alkaa tästä:

Sivu2(7)

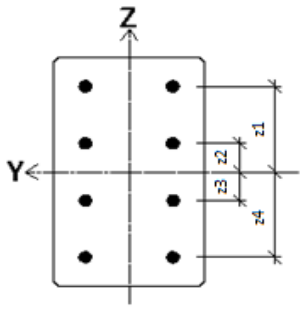
1. Raudoituksen jäyhyyssäteiden laskeminen Y-Y ja Z-Z akselien ympäri

H=	580	mm	$Ø_{main}$ =	25	mm	A_{stot} =	9817	mm^2
B=	580	mm	A_{s1} =	491	mm^2	$I_{Ømain}$ =	19174,8	mm^4

$I_{Ømain}$ = $\pi * Ø^4/64$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Y-Y akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	z [mm]	z^2 [mm^2]	n [kpl]	$I_{s,yy,n}$
1	50,5	239,5	57360,3	6	169054930
2	146,3	143,7	20649,7	2	20311135
3	242,1	47,9	2294,4	2	2290881
4	337,9	-47,9	2294,4	2	2290881
5	**433,7**	-143,7	20649,7	**2**	20311135
6	**529,5**	-239,5	57360,3	**6**	169054930

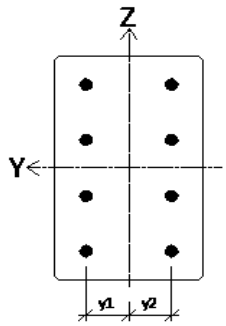


$I_{s,yy}$ = 3,83,E+08 mm^4 $\quad I_{s,yy} = \Sigma I_{s,yy,n}$

$i_{s,yy}$ = 197,60 mm $\quad i_{s,yy} = (I_{syy} / A_{stot})^{0.5}$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Z-Z akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	y [mm]	y^2 [mm^2]	kpl	$I_{s,zz,n}$
1	50,5	239,5	57360,3	**6**	169054930
2	146,3	143,7	20649,7	**2**	20311135
3	242,1	47,9	2294,4	**2**	2290881
4	337,9	-47,9	2294,4	**2**	2290881
5	433,7	-143,7	20649,7	**2**	20311135
6	529,5	-239,5	57360,3	**6**	169054930



$I_{s,zz}$ = 3,83,E+08 mm^4 $\quad I_{s,zz} = \Sigma I_{s,zz,n}$

$i_{s,zz}$ = 197,60 mm $\quad i_{s,zz} = (I_{szz} / A_{stot})^{0.5}$

2. Virumaluvun laskenta (EC2 liite B)

t_0 =	**28**	d	RH =	**45,00 %**		H =	**580**	mm
t =	**3650**	d	f_{cm} =	**48,00**	MPa	B =	**580**	mm
u =	2320	mm	u =	2*(B+H)		A_c =	336400	mm
h_0 =	290,00	mm	h_0 =	$2*u/A_c$				

α_1 =	0,802	α_2 =	0,939	α_3 =	0,854
α_1 =	$[35/f_{cm}]^{0,7}$	α_2 =	$[35/f_{cm}]^{0,2}$	α_3 =	$[35/f_{cm}]^{0,5}$

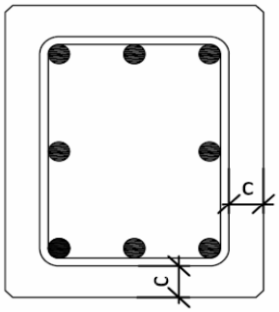
$\beta(f_{cm})$ =	2,425	$\beta(f_{cm})$ =	$16.8/(f_{cm})^{0.5}$
$\beta(t_0)$ =	0,488	$\beta(t_0)$ =	$1/[0.1+t_0^{0.2}]$

β_H =	648,485	β_H ($f_{cm} \leq 35$) =	$MIN\{ 1.5*[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 ; 1500\}$
		β_H ($f_{cm} > 35$) =	$MIN\{ 1.5*[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250*\alpha_3 ; 1500*\alpha_3\}$
φ_{RH} =	1,564	φ_{RH} ($f_{cm} \leq 35$) =	$1+(1-RH/100)/(0.1*h_0^{1/3})$
		φ_{RH} ($f_{cm} > 35$) =	$[1+(1-RH/100)/(0.1*h_0^{1/3})*\alpha_1]*\alpha_2$
φ_0 =	1,853	φ_0 =	$\varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$
$\beta_c(t,t_0)$ =	0,952	$\beta c(t,t_0)$ =	$[(t-t_0)/(\beta_H+t-t_0)]^{0.3}$
$\varphi(t,t_0)$ =	**1,763**	$\varphi(t,t_0)$ =	$\varphi_0 * \beta_c(t,t_0)$

TARKISTUKSET Sivu3(7)

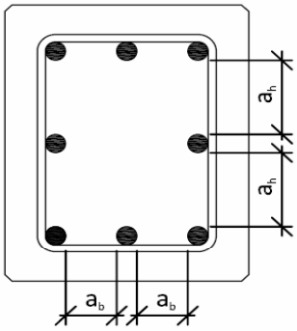
3. Betonipeitteen minimipaksuuden nimellisarvon laskenta (EC2 kohta 4.4)

$c_{min,b}$ =	**17**	mm	$c_{min,b}$ =MAX { $Ø_{main}$ - $Ø_{haka}$; $Ø_{haka}$ }
$c_{min,dur,basic}$ =	10	mm	$f_{ck,min}$ = 20 MPa
$+c_{min,100v}$ =	0	mm	Ehto: $f_{ck} \geq f_{ck,min}$ **OK**
$+c_{min,fck}$ =	-5	mm	$f_{ck,väh}$ = 30 MPa
$+c_{min,rkl}$ =	0	mm	
$c_{min,dur}$ =	**5**	mm	$c_{min,dur}=c_{min,dur,basic}+c_{min,100v}+c_{min,fck}+c_{min,rkl}$
$\Delta c_{dur,\gamma}$ =	0	mm	
$\Delta c_{dur,st}$ =	0	mm	
$\Delta c_{dur,add}$ =	0	mm	
c_{min} =	17	mm	c_{min} =MAX { $c_{min,b}$; $c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add}$; 10mm }
Δc_{dev} =	10	mm	
c_{nom} =	**27**	**mm**	$c_{nom} = \Delta c_{dev} + c_{min}$
			EHTO:
Betonipeite, c =	30	mm	$c \geq c_{nom}$ **OK**



4. Tankojen välisen vapaan välin minimietäisyyden laskenta (EC2 kohta 8.2)

k_1 =	1		
k_2 =	3	mm	
$Ø_{main}$ =	25	mm	
d_g =	32	mm	a_{min} =MAX { $k_1*Ø_{main}$; d_g+k_2 ; 20mm }
a_{min} =	**35**	**mm**	
			EHTO:
a_h =	70,80	mm	$a_h \geq a_{min}$ **OK**
a_b =	70,80	mm	$a_b \geq a_{min}$ **OK**



5. Pääraudoituksen minimi/maksimivaatimukset (EC2 kohta 9.5.2)

A_c =	336400	mm^2	$N_{Ed,max}$= 1755 kN
$A_{s,min}$ =	672,8	mm^2	$A_{s,min}$= MAX { $0.1*N_{Ed,max}/f_{yd}$; $0.002*A_c$ }
$A_{s,max}$ =	20184	mm^2	$A_{s,max}$= $0.06*A_c$
			EHTO:
A_{stot} =	9817	mm^2	$A_{stot} \geq A_{smin}$ **OK**
			$A_{stot} \leq A_{smax}$ **OK**

6. Hakaraudoituksen minimi ja maksimivaatimukset (EC2 kohta 9.5.3)

$Ø_{h,min}$ =	6,25	mm	$Ø_{h,min}$=MAX { 0.25*Ø ; 6mm }	EHTO: $Ø_{haat} \geq Ø_{h,min}$ **OK**
$s_{cl,tmax}$ =	375	mm	$s_{cl,tmax}$=MIN { $15*Ø_{main}$; min(H, B) ; 400 mm }	EHTO: $s \leq s_{cl,tmax}$ **OK**

7. Päätankojen sitominen, (EC2 kohta 9.5.3(6))

9.5.3(6) Jokainen poikkileikkauksen nurkkaan sijoitettu päätanko sidotaan haoilla. Poikkileikkauksen puristetussa osassa mikään päätanko ei saa olla kauempana kuin 150mm etäisyydellä sidotusta tangosta.

Max etäisyys H sivulla =	192	mm	LISÄHAAT TARVITAAN
Max etäisyys B sivulla =	192	mm	LISÄHAAT TARVITAAN

MITOITUSLASKELMAT Sivu4(7)

8. Ekvivalentin vakiomomentin M_{0e} laskeminen, (EC2 kohta 5.8.8.2)

$M_{01,yy}$ = MIN ($|M_{0yy,top}|$; $|M_{0yy,btm}|$)
$M_{02,yy}$ =MAX ($|M_{0yy,top}|$; $|M_{0yy,btm}|$)
$M_{0e,yy}$ =MAX { $0.6*M_{02,yy}+0.4*M_{01,yy}$; $0.4*M_{02,yy}$ }

$M_{01,zz}$ = MIN ($|M_{0zz,top}|$; $|M_{0zz,btm}|$)
$M_{02,zz}$ =MAX ($|M_{0zz,top}|$; $|M_{0zz,btm}|$)
$M_{0e,zz}$ =MAX { $0.6*M_{02,zz}+0.4*M_{01,zz}$; $0.4*M_{02,zz}$ }

Ehto:
$|M_{02,yy}| \geq |M_{01,yy}|$
$|M_{02,zz}| \geq |M_{01,zz}|$

	Y-Y akselin ympäri			Z-Z akselin ympäri			
	$M_{01,yy}$ [kNm]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{01,zz}$ [kNm]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	
1	**0,0**	301,9	**181,1**	**0,0**	259,9	**155,9**	
2	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	
3	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	
4	**0,0**	0,0	**0,0**	**0,0**	0,0	**0,0**	

9. Mittaepätarkkuuksien aiheuttaman taivutusmomentin laskenta (EC2 kohta 5.2, menetelmä a))

θ_0 = 1/200
θ_i = 2/529
$\theta_i = \theta_0*\alpha_m*\alpha_h$

m = 1
α_m = 1
$\alpha_m = [0,5*(1+1/m)]^{0,5}$

L = 7,0 m
α_h = 0,756
$\alpha_h = 2/(L)^{0,5}$; $2/3<\alpha_h<1$

	N_{Ed} [kN]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]
1	1755	50,6	0,0
2	0	0,0	0,0
3	0	0,0	0,0
4	0	0,0	0,0

Huomioi epätarkkuus(e_i): Z-Z suunnassa
$e_{i,zz}$ = 28,8 mm $e_{i,zz} = \theta_i*L_{0,yy}/2$
$e_{i,yy}$ = 28,8 mm $e_{i,yy} = \theta_i*L_{0,zz}/2$

$M_{i,yy} = e_{i,zz}*N_{Ed}$
$M_{i,zz} = e_{i,yy}*N_{Ed}$

10. Tehollisen virumaluvun ϕ_{ef} laskenta (EC2 kohta 5.8.4)

	$M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy}$	$\varphi_{ef,yy}$	$M_{0Eqp,zz}/M_{0Ed,zz}$	$\varphi_{ef,zz}$
1	0,66	***1,16***	0,65	**1,15**
2	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**
3	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**
4	0,00	***0,00***	0,00	**0,00**

Virumaluku:
$\varphi(t,t_0)$ = 1,76

$\varphi_{ef,yy} = \varphi(t,t_0)*(M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy})$
$\varphi_{ef,yy} = \varphi(t,t_0)*(M_{0Eqp,yy}/M_{0Ed,yy})$

11. Taivutuskestävyden M_{Rd} ratkaiseminen eri N_{Ed} arvoille

11.1. Taivutuskestävyys M_{Rdyy} Y-Y akselin ympäri

$M_{Rdyy} = fM_{Rd}+f\Delta M_{Rd}*[(N_{Ed}-fN_{Rd,yy})/f\Delta N_{Rd}]$

	N_{Ed} [kN]	$fN_{Rd,yy}$ [kN]	$fM_{Rd,yy}$ [kNm]	$f\Delta N_{Rd,yy}$ [kN]	$f\Delta M_{Rd,yy}$ [kNm]	$M_{Rd,yy}$ [kNm]
1	1755	1443,0	1160,1	390,4	26,6	**1181,4**
2	0	-121,1	956,6	172,4	35,1	**981,2**
3	0	-121,1	956,6	172,4	35,1	**981,2**
4	0	-121,1	956,6	172,4	35,1	**981,2**

11.2. Taivutuskestävyys M_{Rdzz} Z-Z akselin ympäri

$M_{Rdzz} = fM_{Rd,zz}+f\Delta M_{Rd,zz}*[(N_{Ed}-fN_{Rd,zz})/f\Delta N_{Rd}]$

	N_{Ed} [kN] [kN]	$fN_{Rd,zz}$ [kN]	$fM_{Rd,zz}$ [kNm]	$f\Delta N_{Rd,zz}$ [kN]	$f\Delta M_{Rd,zz}$ [kNm]	$M_{Rd,zz}$ [kNm]
1	1755	1443,0	1160,1	390,4	26,6	**1181,4**
2	0	-121,1	956,6	172,4	35,1	**981,2**
3	0	-121,1	956,6	172,4	35,1	**981,2**
4	0	-121,1	956,6	172,4	35,1	**981,2**

12. Erillisten sauvojen hoikkuuskriteerin λ_{lim} laskenta (EC2 kohta 5.8.3.1)

Sivu5(7)

B = 1,46 $\quad B = (1+2*\omega)^{0.5}$

12.1. Hoikkuuskriteeri Y-Y akselin ympäri

$A_{yy} = 1/(1+0.2*\varphi_{ef,yy})$

$C_{yy} = 1.7 - r_{m,yy}$

$\lambda_{lim,yy} = 20*A_{yy}*B*C_{yy}/(n^{0.5})$

$$r_{m,yy} = \begin{cases} 1 & \text{jos rakenne on sivusiirtyvä (mastopilari)} \\ 1 & \text{jos } M_{02,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed} = 0 \\ (M_{01,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed})/(M_{02,yy}+e_{i,zz}*N_{Ed}) & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$$

$n = N_{Ed}/(A_c*f_{cd})$

Ehto hoikkuudelle:

	N_{Ed} [kN]	n	A_{yy}	$r_{m,yy}$	C_{yy}	$\lambda_{lim,yy}$	λ_{yy}	$\lambda_{yy}>\lambda_{lim,yy}$
1	1755,0	0,23	0,81	1,00	0,70	34,5	91,1	**Hoikka**
2	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	91,1	**Ei-hoikka**
3	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	91,1	**Ei-hoikka**
4	0,0	0,00	1,00	1,00	0,70	9999,0	91,1	**Ei-hoikka**

12.2. Hoikkuuskriteeri Z-Z akselin ympäri

$A_{zz} = 1/(1+0.2*\varphi_{ef,zz})$

$C_{zz} = 1.7 - r_{m,zz}$

$\lambda_{lim,zz} = 20*A_{zz}*B*C_{zz}/(n^{0.5})$

$$r_{m,zz} = \begin{cases} 1 & \text{jos rakenne on sivusiirtyvä (mastopilari)} \\ 1 & \text{jos } M_{02,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed} = 0 \\ (M_{01,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed})/(M_{02,zz}+e_{i,yy}*N_{Ed}) & \text{muussa tapauksessa} \end{cases}$$

$n = N_{Ed}/(A_c*f_{cd})$

Ehto hoikkuudelle:

	N_{Ed} [kN]	n	A_{zz}	$r_{m,zz}$	C_{zz}	$\lambda_{lim,zz}$	λ_{zz}	$\lambda_{zz}>\lambda_{lim,zz}$
1	1755,0	0,23	0,81	1,00	0,70	34,6	91,1	**Hoikka**
2	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	91,1	**Ei-hoikka**
3	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	91,1	**Ei-hoikka**
4	0,0	-	1,00	1,00	0,70	9 999,0	91,1	**Ei-hoikka**

13. Toisen kertaluvun momentin laskenta nimellisellä kaarevuudella (EC2 kohta 5.8.8.3)

n_u = 1,56 $\quad n_u = 1+\omega$

$n_{bal,yy}$ = 0,476 $\quad n_{bal,yy} = N_{Rd,bal,yy}/(A_c*f_{cd})$

$n_{bal,zz}$ = 0,476 $\quad n_{bal,zz} = N_{Rd,bal,zz}/(A_c*f_{cd})$

13.1. Toisen kertaluvun taivutusmomentti Y-Y akselin ympäri

β_{yy} = -0,058 $\quad \beta_{yy} = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda_{yy}/150$

$i_{s,yy}$ = 197,6 mm

d_{yy} = 487,6 mm $\quad d_{yy} = H/2 + i_{s,yy}$

$(1/r_0)_{yy}$ = 0,000010 1/mm $\quad (1/r_0)_{yy} = \varepsilon_{yd}/(0.45*d_{yy})$

Normaalivoiman korjauskerroin: $K_{r,yy} = (n_u-n)/(n_u-n_{bal,yy}) \leq 1$

Viruman korjauskerroin $K_{\varphi,yy} = 1+ \beta_{yy} * \varphi_{ef,yy} \geq 1$

Kaarevuus: $(1/r)_{yy} = K_{r,yy} * K_{\varphi,yy} * (1/r_0)_{yy}$

Taipuma: $e_{2,zz} = (1/r)_{yy}*L_{0yy} / c_{yy}$

Toisen kertaluvun momentti:

$$M_{2,yy} = \begin{cases} e_{2,zz}*N_{Ed} & \text{, jos } \lambda_{yy} > \lambda_{lim,yy} \\ 0 & \text{, jos } \lambda_{yy} \leq \lambda_{lim,yy} \\ 0 & \text{, jos } M_{2,yy} < 0.1*(M_{0e,yy} + M_{i,yy}) \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	n	$K_{r,yy}$	$\varphi_{ef,yy}$	$K_{\varphi,yy}$	$(1/r)_{yy}$ [1/mm]	c_{yy}	$e_{2,zz}$ [mm]	$M_{2,yy}$ [kNm]
1	1755	0,23	1,000	1,2	1,000	0,000010	10,00	230,7	**404,9**
2	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000010	0,00	0,0	**0,0**
3	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000010	0,00	0,0	**0,0**
4	0	0,00	1,000	0,0	1,000	0,000010	0,00	0,0	**0,0**

13.2. Toisen kertaluvun taivutusmomentti Z-Z akselin ympäri

Sivu6(7)

β_{zz} = -0,058 $\qquad \beta_{zz} = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda_{zz}/150$

$i_{s,zz}$ = 197,6 mm

d_{zz} = 487,6 mm $\qquad d_{zz} = B/2 + i_{s,zz}$

$(1/r_0)_{zz}$ = 0,000010 1/mm $\qquad (1/r_0)_{zz} = \varepsilon_{yd}/(0.45*d_{zz})$

Normaalivoiman korjauskerroin: $K_{r,zz} = (n_u-n)/(n_u-n_{bal,zz}) \leq 1$

Viruman korjauskerroin: $K_{\varphi,zz} = 1+ \beta_{zz} * \varphi_{ef,zz} \geq 1$

Kaarevuus: $(1/r)_{zz} = K_{r,zz} * K_{\varphi,zz} * (1/r_0)_{zz}$

Taipuma: $e_{2,yy} = (1/r)_{zz}*L_{0zz} / c_{zz}$

Toisen kertaluvun momentti:

$$M_{2,zz} = \begin{cases} e_{2,yy}*N_{Ed} & \text{, jos } \lambda_{zz} > \lambda_{lim,zz} \\ 0 & \text{, jos } \lambda_{zz} \leq \lambda_{lim,zz} \\ 0 & \text{, jos } M_{2,zz} < 0.1*(M_{0e,zz} + M_{i,zz}) \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	n	$K_{r,zz}$	$\varphi_{ef,zz}$	$K_{\varphi,zz}$	$(1/r)_{zz}$ [1/mm]	c_{zz}	$e_{2,yy}$ [mm]	**$M_{2,yy}$ [kNm]**
1	1755,0	0,23	1,000	1,15	1,000	0,000010	10,00	230,7	**404,9**
2	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000010	0,00	0,0	**0,0**
3	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000010	0,00	0,0	**0,0**
4	0,0	-	1,000	0,00	1,000	0,000010	0,00	0,0	**0,0**

14. Taivutusmomentin mitoitusarvot (EC2 kohta 5.8.8.2 sekä 6.1(4))

14.1. Mitoittava taivutusmomentti Y-Y akselin ympäri

$e_{0,zz}$ = 20,00 mm $\qquad e_{0,zz} = MAX(20mm ; H/30)$

Sivusiirtymättömälle rakenteelle:

$$M_{Ed,yy}=MAX \begin{cases} e_{0,zz} * N_{Ed} \\ M_{02,yy} + M_{i,yy} \\ M_{0e,yy} + M_{2,yy} + M_{i,yy} \end{cases}$$

Sivusiirtyvälle rakenteelle:

$$M_{Ed,yy} = MAX \begin{cases} e_{0,zz} * N_{Ed} \\ M_{02,yy} + M_{2,yy} + M_{i,yy} \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{2,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$e_{0,zz}*N_{Ed}$ [kNm]	**$M_{Ed,yy}$ [kNm]**	**$M_{Rd,yy}$ [kNm]**	Ehto: $M_{Rd,yy} \geq M_{Ed,yy}$
1	1755,0	301,9	181,1	404,9	50,6	35,1	**757,4**	**1181,4**	OK
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**981,2**	OK
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**981,2**	OK
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**981,2**	OK

14.2. Mitoittava taivutusmomentti Z-Z akselin ympäri

$e_{0,yy}$ = 20,00 **mm** $\qquad e_{0,yy} = MAX(20mm ; B/30)$

Sivusiirtymättömälle rakenteelle:

$$M_{Ed,zz}=MAX \begin{cases} e_{0,yy} * N_{Ed} \\ M_{02,zz} + M_{i,zz} \\ M_{0e,zz} + M_{2,zz} + M_{i,zz} \end{cases}$$

Sivusiirtyvälle rakenteelle:

$$M_{Ed,zz} = MAX \begin{cases} e_{0,yy} * N_{Ed} \\ M_{02,zz} + M_{2,zz} + M_{i,zz} \end{cases}$$

	N_{Ed} [kN]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	$M_{2,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]	$e_{0,yy}*N_{Ed}$ [kNm]	**$M_{Ed,zz}$ [kNm]**	**$M_{Rd,zz}$ [kNm]**	Ehto: $M_{Rd,zz} \geq M_{Ed,zz}$
1	1755,0	259,9	155,9	404,9	0,0	35,1	**664,8**	**1181,4**	OK
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**981,2**	OK
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**981,2**	OK
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	**0,0**	**981,2**	OK

15. Vinon taivutuksen tarkistus (EC2 kohta 5.8.9(4)) Sivu7(7)

$N_{Rd,comp.}$=	11893,5	kN	$N_{Rd,comp.} = A_c*f_{cd} + A_s*f_{yd}$
$N_{Rd,tens.}$=	4268,5	kN	$N_{Rd,tens.} = A_s*f_{yd}$

Eksponentti a suorakaidepoikkileikkaukselle (väliarvot interpoloidaan lineaarisesti)

N_{Ed} / N_{Rd} =	≤0.1	0,7	≥1
a =	1,0	1,5	2,0

Kaava (5.39) = $(M_{Edyy}/M_{Rdyy})^a + (M_{Edzz}/M_{Rdzz})^a \leq 1.0$

Tapaus	N_{Ed} [kN]	N_{Ed}/N_{Rd}	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) ≤ 1
1	1755,0	0,148	1,040	0,641	0,563	**1,180**	**VIRHE - Vinotaivutus liian suuri**
2	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK
3	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK
4	0,0	0,000	1,000	0,000	0,000	**0,000**	OK

FMC GROUP

----- VALITSE YHTIÖ -----

Rakennelaskelma, tulos

Tekijä: PMA | Sivu: 1 (3)

Päiväys: 16.4.2012

Rakennuskohde:	Työ no:	**Sisältö:**	Sijainti:
Insinöörityö		Monikerrospilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari Versio 1.51

Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011

Poikkileikkauksen mitat:

Korkeus, H =	**580**	mm
Leveys , B =	**580**	mm
A_c =	**336400**	mm2

Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:

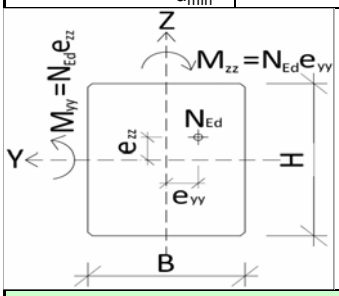
Betonipeite, c =	**30**	mm
Δc_{dev} =	**10**	mm
Max rakoko, d_g =	**32**	mm
c_{nom} =	27	mm
a_{min} =	35	mm

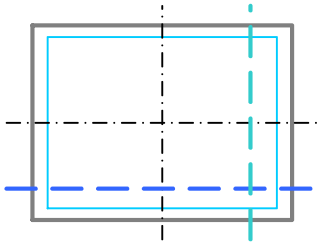
Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:

Pilarin pituus, L =	**7000**	mm			
μ_{yy} =	2,18		μ_{zz} =	2,18	
$L_{0,yy}$ =	15260	mm	$L_{0,zz}$ =	15260	mm
$i_{,yy}$ =	167,4	mm	$i_{,zz}$ =	167,4	mm
λ_{yy} =	91,14		λ_{zz} =	91,14	

Olosuhdetekijät:

t0 =	28	Rasitusluokka =	XC1	
t =	3650	Suun. käyttöikä =	50 vuotta	
$\varphi(t,t_0)$ =	1,763	RH =	45 %	





Raudoitus:

$Ø_{main}$ =	**25**	mm
teräsriv. h sivulla =	**6**	**=nh**
teräsriv. b sivulla =	**6**	**=nb**
∑bars =	20	kpl
ω =	0,560	
$Ø_{Haat}$ =	**8**	mm
$Ø_{haka,min}$ =	6,25	mm
s =	**350**	mm
$s_{cl,max}$ =	375	mm
A_s =	9817	mm2
$A_{s,min}$ =	672,8	mm2
$A_{s,max}$ =	20184	mm2
$i_{s,yy}$ =	197,6	mm
$i_{s,zz}$ =	197,6	mm
d_{yy} =	487,6	mm
d_{zz} =	487,6	mm

LISÄHAAT TARVITAAN

Materiaalit:

Rakenneluokka = 2

BETONITERÄS

Osavarmuusluku, γs = 1,15

	f_{yk} [Mpa]	f_{yd} [Mpa]	E_s [Mpa]	ε_{yd} [‰]	ε_{ud} [‰]
500	500	434,78	200000	2,174	10

BETONI

α_{cc} = 0,85

Osavarmuusluku, γc = 1,5

	f_{ck} [Mpa]	f_{cd} [Mpa]	f_{cm} [Mpa]	E_{cm} [Gpa]	ε_{c3} [‰]	ε_{cu3} [‰]	λ	η
C40/50	40	22,67	48	23,48	1,75	3,5	0,8	1

Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei

Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa

Rakenne on:

Sivusiirtyvä(mastopilari) Z-Z suunnassa

Sivusiirtyvä(mastopilari) Y-Y suunnassa

	MRT - Murtorajatilan voimasuureet [kN] ja [kNm]					KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
	Puristus = (+) Veto = (-)	Yläpää (top)		Alapää (btm)					
	N_{Ed} [kN]	$M_{0yy,top}$ [kNm]	$M_{0zz,top}$ [kNm]	$M_{0yy,btm}$ [kNm]	$M_{0zz,btm}$ [kNm]	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$	c_{yy}	c_{zz}
Tapaus 1	1755			-302	260	0,660	0,650	10,0	10,0
Tapaus 2									
Tapaus 3									
Tapaus 4									

SKOL	**Rakennelaskelma, tulos**	
	Tekijä: PMA	Sivu: 2 (3)
	Päiväys: 16.4.2012	

Rakennuskohde:	Työ no:	**Sisältö:**	Sijainti:
Insinöörityö		Monikerrospilari	

B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari Versio 1.51

Mitoitus Y-Y akselin ympäri

Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta

	N_{Ed} [kN]	$M_{01,yy}$ [kNm]	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0e,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]
Tapaus 1	1755		301,88	181,128	50,61
Tapaus 2					
Tapaus 3					
Tapaus 4					

Huomioi epätarkkuus(ei): Z-Z suunnassa

$e_{i,zz}$ = 28,84 mm

Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta

	λ_{yy}	$\lambda_{yy}>\lambda_{lim,yy}$	$M_{02,yy}$ [kNm]	$M_{0E,yy}$ [kNm]	$M_{2,yy}$ [kNm]	$M_{i,yy}$ [kNm]	$e_{0,zz}*N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,yy}$ [kNm]	$M_{Rd,yy}$ [kNm]
Tapaus 1	34,5	Hoikka	301,88	181,128	404,9077	50,6	35,1	**757,4**	1181,4
Tapaus 2	9999,0	Ei-hoikka							981,2
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							981,2
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							981,2

Mitoitus Z-Z akselin ympäri

Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta

	N_{Ed} [kN]	$M_{01,zz}$ [kNm]	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0e,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]
Tapaus 1	1755		259,88	155,928	
Tapaus 2					
Tapaus 3					
Tapaus 4					

Huomioi epätarkkuus(ei): Z-Z suunnassa

$e_{i,yy}$ = 28,84 mm

Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta

	λ_{zz}	$\lambda_{zz}>\lambda_{lim,zz}$	$M_{02,zz}$ [kNm]	$M_{0E,zz}$ [kNm]	$M_{2,zz}$ [kNm]	$M_{i,zz}$ [kNm]	$e_{0,yy}*N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,zz}$ [kNm]	$M_{Rd,zz}$ [kNm]
Tapaus 1	34,6	Hoikka	259,88	155,928	404,91		35,1	**664,8**	1181,4
Tapaus 2	9999,0	Ei-hoikka							981,2
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							981,2
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							981,2

Vino taivutus (EC2 kohta 5.8.9(4))

	N_{Ed} [kN]	N_{Ed}/N_{Rd}	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) < 1
Tapaus 1	1755	0,148	1,040	0,641	0,563	1,180	inotaivutus liian suuri
Tapaus 2			1,000				OK
Tapaus 3			1,000				OK
Tapaus 4			1,000				OK

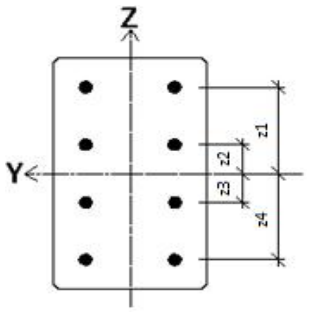
HUOM! TÄMÄ LASKENTAPOHJA EI TEE PALOMITOITUSTA!
PALOMITOITUS TEHTÄVÄ ERIKSEEN EUROKOODI EN-1992-1-2 MUKAAN!

1. Raudoituksen jäyhyyssäteiden laskeminen Y-Y ja Z-Z akselien ympäri

H=	580	mm	$Ø_{main}$ =	25	mm	A_{stot} =	7854	mm^2
B=	580	mm	A_{s1} =	491	mm^2	$I_{Ømain}$ =	19174,8	mm^4
						$I_{Ømain}$ =	$\pi * Ø^4/64$	

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Y-Y akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	z [mm]	z^2 [mm^2]	n [kpl]	$I_{s,yy,n}$
1	50,5	239,5	57360,3	5	140879108
2	170,3	119,8	14340,1	2	14116673
3	290,0	0,0	0,0	2	38350
4	409,8	-119,8	14340,1	2	14116673
5	529,5	-239,5	57360,3	5	140879108

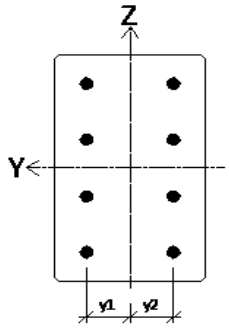


$I_{s,yy}$ = 3,10,E+08 mm^4 $\quad I_{s,yy} = \sum I_{s,yy,n}$

$i_{s,yy}$ = 198,68 mm $\quad i_{s,yy} = (I_{syy} / A_{stot})^{0.5}$

Raudoituksen jäyhyyssäde i_s Z-Z akselin ympäri

rivi	d'_n [mm]	y [mm]	y^2 [mm^2]	kpl	$I_{s,zz,n}$
1	50,5	239,5	57360,3	5	140879108
2	170,3	119,8	14340,1	2	14116673
3	290,0	0,0	0,0	2	38350
4	409,8	-119,8	14340,1	2	14116673
5	529,5	-239,5	57360,3	5	140879108



$I_{s,zz}$ = 3,10,E+08 mm^4 $\quad I_{s,zz} = \sum I_{s,zz,n}$

$i_{s,zz}$ = 198,68 mm $\quad i_{s,zz} = (I_{szz} / A_{stot})^{0.5}$

NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ

Sivu1(2)

MITOITTAVA TAIVUTUSMOMENTTI Y-Y AKSELIN SUHTEEN

Jäykkyyden vaikutuskerroin, raudoituksen vaikutus

K_s	1		
Jäykkyyden vaikutuskerroin, betonin vaikutus			
K_c	0,08	$K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef})$	
k_1	1,41	$k_1=\sqrt{(f_{ck}/20MPa)}$	
k_2	0,123	$k_2=\eta \cdot (\lambda/170)$ kuitenkin $k_2<0,2$	
Tehollinen virumaluku			
φ_{ef}	1,15	kts. Vertailulaskelma nimellisen kaarevuuden menetelmällä kohta 10.	
Suhteellinen normaalivoima			
η	0,230	kts. Vertailulaskelma nimellisen kaarevuuden menetelmällä kohta 12.1	
momenttijakaumakerroin			momenttijakaumakerroin
β	1,00	$\beta=\pi^2/c_0$	c_0
betonin kimmokertoimen mitoitusarvo			betonin kimmokertoimen osavarmuusluku
E_{cd}	29166,7 N/mm^2	$E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{cE}$	γ_{cE} 1,2
betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti			
I_c	9430413333 mm^4	$I_c=(B \cdot H^3)/12$	
I_s	310029912 mm^4	kts. Vertailulaskelmien sivu 15	
nimellisjäykkyys			
EI	84330,8 kNm^2		
nurjahduskuorma			
N_b	3574,2 kN	$N_b=\pi^2 \cdot (EI)_{ef}/L_0^2$	
momentin suurennoskerroin			
	1,96	$1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]$	
1.kertaluvun momentti murtorajatilassa			
M_{0Ed}	352,5 kNm	$M_{0Ed}=M_{0yy,btm}+N_{Ed}*e_i$	
Kokonaismitoitusmomentti			
M_{Ed}	691,5 kNm	$M_{Ed}=M_{0Ed} \cdot \{1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]\}$	

HUOM!

Momenttijakauma on poikkeava, joten kertoimelle β voidaan käyttää arvoa $\beta=1,00$.

NIMELLISEN JÄYKKYYDEN MENETELMÄ

Sivu2(2)

MITOITTAVA TAIVUTUSMOMENTTI Z-Z AKSELIN SUHTEEN

Jäykkyyden vaikutuskerroin, raudoituksen vaikutus

K_s	1		
Jäykkyyden vaikutuskerroin, betonin vaikutus			
K_c	0,08	$K_c=k_1 \cdot k_2/(1+\varphi_{ef})$	
k_1	1,41	$k_1=\sqrt{(f_{ck}/20MPa)}$	
k_2	0,123	$k_2=\eta \cdot (\lambda/170)$ kuitenkin $k_2<0,2$	
Tehollinen virumaluku			
φ_{ef}	1,15	kts. Vertailulaskelma nimellisen kaarevuuden menetelmällä kohta 10.	
Suhteellinen normaalivoima			
η	0,230	kts. Vertailulaskelma nimellisen kaarevuuden menetelmällä kohta 12.1	
momenttijakaumakerroin			momenttijakaumakerroin
β	1,00	$\beta=\pi^2/c_0$	c_0
betonin kimmokertoimen mitoitusarvo			betonin kimmokertoimen osavarmuusluku
E_{cd}	29166,7 N/mm^2	$E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{cE}$	γ_{cE} 1,2
betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti			
I_c	9430413333 mm^4	$I_c=(B \cdot H^3)/12$	
pääraudoituksen jäyhyysmomentti			
I_s	310029912 mm^4	kts. Vertailulaskelmien sivu 15	
nimellisjäykkyys			
EI	84330,8 kNm^2		
nurjahduskuorma			
N_b	3574,2 kN	$N_b=\pi^2 \cdot (EI)_{ef}/L_0^2$	
momentin suurennoskerroin			
	1,96	$1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]$	
1.kertaluvun momentti murtorajatilassa			
M_{0Ed}	259,9 kNm	$M_{0Ed}=M_{0zz,btm}$	
Kokonaismitoitusmomentti			
M_{Ed}	509,8 kNm	$M_{Ed}=M_{0Ed} \cdot \{1+\beta/[(N_B/N_{Ed})-1]\}$	

HUOM!

Momenttijakauma on poikkeava, joten kertoimelle β voidaan käyttää arvoa β=1,00.